

Einfluss von in situ-Randbedingungen auf die Feststoffeigenschaften von Dichtwandmassen

Vom Fachbereich für Bauingenieurwesen
der Technischen Universität Carolo-Wilhelmina
zu Braunschweig

zur Erlangung des Grades eines
Doktoringenieurs (Dr.-Ing.)

genehmigte

DISSERTATION

von

Dipl.-Ing. Thomas Schulz
aus Wolfsburg

Eingereicht am	: 16.08.2001
Mündliche Prüfung am	: 16.11.2001
Vorsitzender	: Prof. Dr.-Ing. W. Niemeier
Prüfer	: Prof. Dr.-Ing. H. Budelmann
Berichterstatter	: Prof. Dr.-Ing. K. P. Großkurth
Berichterstatter	: Prof. Dr.-Ing. R. Hermanns-Stengele

2002

Vorwort des Verfassers

Die vorliegende Arbeit entstand während meiner Tätigkeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter am Institut für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Braunschweig. Einem Großteil der Arbeit liegen zwei Forschungsvorhaben zugrunde, von denen eines von der Stiftung der Niedersächsischen Bauindustrie und das andere von der Deutschen Forschungsgemeinschaft (DFG) in dankenswerter Weise gefördert wurden.

Die Arbeit wurde in besonderer Weise von dem leider viel zu früh verstorbenen Herrn Prof. Dr.-Ing. W. Rodatz als „Doktorvater“ gefördert. Herr Prof. Dr.-Ing. W. Rodatz hat mir durch seine besondere, menschliche Art den umfangreichen persönlichen Spielraum und jene wissenschaftliche Freiheit gegeben, mit denen die tägliche Arbeit um ein vielfaches mehr Freude bereitet. Durch seine Persönlichkeit wurde meine berufliche Weiterentwicklung geprägt.

Frau Prof. Dr.-Ing. R. Hermanns-Stengele übernahm den Mitbericht. Ihr danke ich vor allem für ihr wissenschaftliches Interesse an diesem Themengebiet und der ständigen Diskussionsbereitschaft, die mich intensiv gefördert hat. Herrn Prof. Dr.-Ing. W. Niemeier danke ich für die Übernahme des Prüfungsvorsitzes und Herrn Prof. Dr.-Ing. H. Budelmann für die Übernahme der Prüfung und den damit verbundenen Mühen.

Mein besonderer Dank gilt Herrn Prof. Dr.-Ing. Klaus Peter Großkurth, der kurzfristig den Part des ersten Berichters übernommen hat. Seine kritische Durchsicht der Manuskripte und seine Diskussionsbereitschaft kurz vor Fertigstellung der Dissertation hat sehr zum Gelingen der Dissertation beigetragen.

Insbesondere danke ich den Herren Scholz und Nendza für ihr stetes Interesse und Begleitung der Arbeit sowie für die zahlreichen Anregungen und Diskussionen. Mein weiteren Dank gilt den wissenschaftlichen Hilfskräften, namentlich Herrn Bauer, Herrn Wiechmann, Herrn Jaetzel, Herrn Stapelfeld, Herrn Eiting und Herrn Kalweit. Ohne deren Hilfe und ständige Bereitschaft wäre das Gelingen der Dissertation in dieser Form nicht realisierbar gewesen.

Schließlich möchte ich nachdrücklich allen am Gelingen der Arbeit beteiligten Kollegen und Mitarbeitern des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik für die stets gute Zusammenarbeit sowie die Unterstützung und Diskussionsbereitschaft in den letzten Jahren danken.

Mein besonderer herzlicher Dank gebührt meiner lieben Frau Kerstin, die während der letzten anderthalb Jahre der Dissertationserstellung die Erziehung unseres Sohnes Leon auf sich genommen hat und eine Vielzahl von Stunden für diese Arbeit geopfert hat. Ohne sie wäre die Fertigstellung der Dissertation nicht möglich gewesen. Ihr widme ich diese Arbeit.

A handwritten signature in black ink, reading "Thomas Schulz". The script is cursive and fluid, with the first name "Thomas" and last name "Schulz" clearly distinguishable.

Inhaltsverzeichnis	Seite
1 Einleitung	1
2 Dichtwandtechnologie	3
2.1 Vertikale Barrieren	3
2.2 Schlitzwände	5
3 Dichtwandmasse	9
3.1 Bestandteile	9
3.1.1 Allgemeines	9
3.1.2 Bentonit	9
3.1.3 Zement	11
3.1.3.1 Allgemeines	11
3.1.3.2 Hydratation von Zement	12
3.1.4 Fertigmischungen	15
3.2 Erhärtung und Struktur von Dichtwandmassen	15
4 Dauerhaftigkeit von Dichtwandmassen bzw. Dichtwänden	17
4.1 Allgemeines	17
4.2 Anforderungen an die Herstellung von Dichtwänden	17
4.3 Beanspruchungsarten	19
4.4 Erosions- und Suffosionsvorgänge	20
4.4.1 Allgemeines	20
4.4.2 Erosion	22
4.4.3 Suffosion	24
4.4.4 Kolmation	25
4.5 Vorliegende Untersuchungen zum Erosionsverhalten von Dichtwandmassen	25
4.5.1 Allgemeines	25
4.5.2 Untersuchungen zur inneren- und Fugenerosion	25
4.5.3 Untersuchungen zur chemischen- und Kontakterosion	27
4.5.4 Beurteilung der Erosionsstabilität	30

5	Dichtwandmassen für die eigenen Untersuchungen	32
5.1	Allgemeines	32
5.2	Verwendete Inhaltsstoffe	32
5.3	Herstellvorgang	34
5.4	Suspensionskennwerte	35
5.5	Struktur und Gefüge der erhärteten Dichtwandmasse	36
6	Ermittlung der Festigkeits- und Durchlässigkeitsentwicklung	40
6.1	Festigkeitsentwicklung von Dichtwandmassen	40
6.2	Einaxialer Druckversuch	42
6.2.1	Allgemeines	42
6.2.2	Einflussfaktoren auf die Größe der einaxialen Druckfestigkeit	42
6.2.3	Versuchsdurchführung und -auswertung	43
6.2.4	Untersuchungen zur Schlankheit der Probekörper	47
6.2.5	Empfehlungen zur Durchführung von einaxialen Druckversuchen	48
6.3	Laborflügelsondierung	49
6.3.1	Allgemeines	49
6.3.2	Versuchsdurchführung	49
6.3.3	Bisherige Laborflügelsondierungen an Dichtwandmassen	51
6.3.4	Versuche zur Bestimmung von Einflussfaktoren	52
6.3.5	Empfehlungen zur Durchführung von Laborflügelsondierungen	58
6.4	Durchlässigkeit	59
6.4.1	Allgemeines	59
6.4.1	Einflussfaktoren auf die Größe des Durchlässigkeitsbeiwertes	61
6.4.1	Versuchsdurchführung und -auswertung	63
6.4.1	Untersuchungen zur Durchlässigkeitsentwicklung	68
6.4.1	Empfehlungen zur Durchführung von Durchlässigkeitsversuchen an Dichtwandproben in der Triaxialzelle	70
7	Temperatur	71
7.1	Grundwassertemperatur	71
7.2	Temperaturen im Schlitz	74
7.3	Reifegrad	74
7.4	Temperatureinfluss auf die verschiedenen Materialien	76
7.4.1	Bentonit	76
7.4.2	Zement	77
7.4.3	Dichtwandmasse	79

7.5	Untersuchungen zum Einfluss der Anmachwassertemperatur	82
7.5.1	Allgemeines	82
7.5.2	Wärmeentwicklung während des Anmischens	82
7.5.3	Suspensionskennwerte	84
7.5.4	Erhärtete Dichtwandmasse	85
7.5.4.1	Einaxiale Druckfestigkeit	85
7.5.4.2	Durchlässigkeit	87
7.6	Untersuchungen zum Einfluss der Lagerungswassertemperatur	87
7.6.1	Allgemeines	87
7.6.2	Lagerung der Probekörper	88
7.6.3	Einaxiale Druckfestigkeit	89
7.6.4	Durchlässigkeit	96
7.6.4.1	Allgemeines	96
7.6.4.2	Differierende Lagerungstemperaturen	96
7.6.4.3	Differierende Durchströmungstemperaturen	100
8	Hydraulische Beanspruchung von Dichtwandmassen	109
8.1	Grundlagen und Problemstellung	109
8.2	Untersuchungen zur Bestimmung der Durchlässigkeit und des Erosionsverhaltens	110
8.2.1	Pin-Hole-Test	110
8.2.2	Untersuchungen an Bentonit-Zement-Suspensionen	111
8.2.3	Untersuchungen an erhärteten Dichtwandmassen	133
9	Schlussbetrachtungen	141
10	Zusammenfassung	146
11	Literatur	148

Liste der verwendeten Abkürzungen

Bezeichnungen, lateinische Schrift

Formelzeichen oder Abkürzungen	Einheit	Bedeutung
a	ml/24h	Absetzmaß
A	cm ²	Probenfläche
c	kN/m ²	Kohäsion
c _u	kN/m ²	undrainierte Scherfestigkeit
CSH	-	Calciumsilicathydrat
d	mm, cm	Durchmesser (Probekörper)
d _F	mm, cm	Durchmesser der Laborflügelsonde
E	N/mm ²	Elastizitätsmodul
Eh	-	Einbringen der Laborflügelsonden in die Dichtwandmasse
EPZ	-	Eisenportlandzement
f	cm ³	Filtratwasserabgabe
F	-	Einstellen der Laborflügelsonden in die Frischsuspension
FAZ	-	Flugaschezement
h	mm, cm	Höhe
h _F	mm, cm	Höhe der Laborflügelsonde
HOZ	-	Hochofenzement
HW _∞	J/g	Freisetzbare Wärmemenge eines Hochofenzementes
i	-	hydraulischer Gradient
k	m/s	Durchlässigkeitsbeiwert
k _f	m ³	Flügelkonstante
KDB	-	Kunststoffdichtungsbahn
l	cm, m	Länge des Probekörpers
L	-	Lagerungswasser
LF	mS/cm	Leitfähigkeit
M	kNm	Schermoment
p	bar	hydraulische Druckbeaufschlagung
p(x)	-	Strömparameter
pH	-	pH-Wert
P	%	Porosität
PZ	-	Portlandzement
q	l/hm ²	spezifische Durchflussmenge

Formelzeichen oder Abkürzungen	Einheit	Bedeutung
q_u	N/mm ²	einaxiale Druckfestigkeit, Bruchspannung
Q	ml, l	aufgefangenes (durchströmendes) Wasservolumen
r	nm	Porenradius
R	Kh	Reifegrad
R ²	%	Bestimmtheitsmaß
REM	-	Raster-Elektronenmikroskop
t	min, h, d	Probenalter, Versuchszeit
t_M	s	Auslaufzeit aus dem Marshtrichter
T	K, °C	Temperatur
TrZ	-	Trasszement
v	mm/min	Geschwindigkeit
V	cm ³	Volumen
V_{lo}	mg/min	Ionenausspülgeschwindigkeit
W/Z	-	Wasser-Zement-Wert
W_R/Z	-	reduzierter Wasser-Zement-Wert
z	m	Tiefe

Bezeichnungen, griechische Schrift

Formelzeichen	Einheit	Bedeutung
α	-	Hydratationsgrad
α	-	Korrekturbeiwert zur Berücksichtigung der Zähigkeit des Wassers
β	N/mm ²	Betondruckfestigkeit
ε	%	(Bruch)stauchung
ρ	t/m ³	Feuchtdichte
σ_1, σ_3	N/mm ²	totale Hauptspannungen
τ	kN/m ²	Scherfestigkeit
τ_f	N/m ²	Fließgrenze Bingham'scher Flüssigkeiten

Indizes

Indizes	Bedeutung
1, 3	Hauptspannungsrichtung
10	auf 10 °C bezogen
20	auf eine Lagerungstemperatur von 20 °C bezogen
A	Anmachwasser
b	Beton
D	Durchströmung
Di	Durchströmungsbeginn
Er	Erosion(sverlust)
f	Bruchzustand („failure“) bei Festigkeitsuntersuchungen
f	fluid
F	Flügelsonde
ges	gesamt
i	hydraulische Erstbelastung
Io	Ionen
L	Lagerung
M	Marshtrichter
P	Prisma
Q	aufgefangenes Wasservolumen
R	reduziert
S	Schalkörper
u	undrainiert
W	Wasserhöhendifferenz

Chemische Begriffe

Formelzeichen	Bedeutung
Al_2O_3	Aluminiumoxid (Tonerde)
C_2S	Dicalciumsilicat
C_3A	Tricalciumaluminat
C_3S	Tricalciumsilicat
Ca	Calcium
CaO	Calciumoxid (gebrannter Kalk)
$\text{Ca}(\text{OH})_2$	Calciumhydroxid (gelöschter Kalk)
CaSO_4	Calciumsulfat (Gips)
Fe_2O_3	Eisenoxid (Hämatit)
K_2O	Kaliummonoxid
Na	Natrium
Na_2CO_3	Natriumkarbonat (Soda)
Na_2O	Natriumoxid
MgO	Magnesiumoxid
SiO_2	Siliciumoxid (Kieselsäure)
SO_3	Sulfat

1 Einleitung

Im Grundbau und in der Umwelttechnik werden Dichtwände als vertikale Barriere zur Verringerung der Grundwasserströmungen eingesetzt. In Verbindung mit einer horizontalen geologischen oder technischen Barriere können sie bei temporären Abdichtungsmaßnahmen u. a. als Baugrubensicherung verwendet werden. Als permanente Bauwerke werden Dichtwände z. B. bei der Umschließung oder Einkapselung von kontaminierten Standorten (Altlasten, Deponien etc.) eingesetzt, um den Austritt schadstoffhaltiger Sickerwässer und unzulässiger Schadstoffemissionen in die benachbarten Gebiete zu reduzieren.

Dichtwände können u. a. als Einphasenschlitzwand ausgeführt werden. Das Einphasenverfahren zeichnet sich dadurch aus, dass eine Dichtwandmasse bestehend aus den Hauptkomponenten Bentonit, Bindemittel und Wasser im flüssigen Zustand in den auszuhebenden Schlitz eingebracht wird und dort den Schlitz während des Aushubs stützt. Sie verbleibt im Schlitz und härtet anschließend zur eigentlichen Dichtwandmasse aus.

Die Erhärtung der Dichtwandmasse beruht auf einer chemischen Reaktion zwischen Bindemittel (ggf. auch Füller) und Wasser. Bei diesem als Hydratation bezeichneten Vorgang geht der Baustoff von der flüssigen in die feste Zustandsphase über. Der Grad der Hydratation ist zeit- und temperaturabhängig und wird in der Betontechnologie anhand der Reifegrades beschrieben.

Die möglichst zutreffende Abschätzung der in situ wirkenden Randeinflüsse auf die Durchlässigkeits- und Festigkeitsentwicklung einer Dichtwandmasse ist von großer praktischer Bedeutung. So wird u. a. mit der im Labor ermittelten Druckfestigkeit nach 28 Tagen die Erosionsstabilität und somit die Dauerhaftigkeit einer Dichtwand beurteilt. Hierbei werden die unterschiedlichen Erhärtungstemperaturen einer Dichtwand in situ und einer Probe im Labor jedoch nicht berücksichtigt.

Des Weiteren kann eine Dichtwand bereits während der Erhärtung auf verschiedene Arten belastet werden. Eine mögliche Belastungsart stellt ein einseitiger Wasseraufstau dar, der in der Folge ein Durchströmen der Wand bedingt. Die Durchströmung kann infolge Erosions-, Suffosions- und Kolmationsvorgängen zu Imperfektionen bzw. einer nicht homogenen Ausbildung der Dichtwandmasse führen. Hieraus kann sich eine Verringerung der Festigkeit und Erhöhung der Durchlässigkeit ergeben, so dass die einzuhaltenden Anforderungen an das Bauwerk ggf. nicht mehr erfüllt werden.

Ziele der Arbeit

Im Rahmen dieser Arbeit soll insbesondere der Einfluss der Temperatur und des Zeitpunktes der hydraulischen Erstbelastung auf die Festigkeits- und Durchlässigkeitsentwicklung einer Dichtwandmasse untersucht werden. Hierzu sollen zunächst die in situ vorliegenden Erhärtungsbedingungen ermittelt und mit den im Labor verwendeten verglichen werden. Durch gezielte Versuche soll überprüft werden, inwieweit auch für Dichtwandmassen eine Reifefunktion formuliert werden kann. In Abhängigkeit vom Reifegrad und des hydraulischen Gradienten sollen die Auswirkungen einer Durchströmung - insbesondere bei einem niedrigen Reifegrad - auf die Durchlässigkeits- und die Festigkeitsentwicklung einer Dichtwandmasse erfasst werden.

Das Ziel der Untersuchungen besteht in der Überprüfung, ob der Einfluss einer Durchströmung bei geringem Reifegrad einen gravierenden Einfluss auf die Dauerhaftigkeit einer Dichtwandmasse ausübt. Hierbei ist zu klären, inwieweit mit der alleinigen Angabe der Festigkeit nach 28 Tagen die Erosionsstabilität einer Dichtwandmasse bewertet werden kann oder ob der Reifegrad zu Beginn der hydraulischen Belastung sowie der hydraulische Gradient berücksichtigt werden müssen.

Aufbauend auf dieser Arbeit sollen kritische Grenzwerte für beliebige Dichtwandmassen ermittelt werden können, anhand derer die Erosionsstabilität abgeschätzt werden kann. Hierdurch können sowohl dauerhafte als auch temporäre Dichtwände aus umwelttechnischer und betriebswirtschaftlicher Sicht verbessert werden. Zum einen kann die Gewährleistung für die Dichtigkeit des Bauwerks erhöht werden, zum anderen kann durch die Festlegung des frühest möglichen Beginns eines hydraulischen in situ-Tests die Bau- bzw. Stillstandzeiten verkürzt werden.

Aufbau der Arbeit

Zu Beginn der Arbeit wird ein Überblick über gängige Dichtwandssysteme, die Schlitzwandtechnologie sowie die Zusammensetzung von Dichtwandmassen gegeben. Außerdem werden Einflüsse auf die Dauerhaftigkeit von Dichtwandmassen respektive Dichtwänden aufgezeigt. Hierbei wird insbesondere auf Erosions- und Suffosionsvorgänge eingegangen. Abschließend werden die Inhaltsstoffe, der Herstellvorgang sowie wichtige Kennwerte der für die eigenen Untersuchungen verwendeten Dichtwandmasse aufgeführt.

Im zweiten Teil der Arbeit wird der Stand der Wissenschaft zur Entwicklung der Festigkeit und Durchlässigkeit von Einphasen-Dichtwandmassen erarbeitet. Dieser Teil wird durch weitergehende Untersuchungen insbesondere zur Laborflügelsondierung ergänzt. Für alle behandelten Versuchsarten werden jeweils Empfehlungen zur Versuchsdurchführung gegeben.

Im dritten Teil der Arbeit werden zunächst die in situ vorherrschenden Temperaturen ermittelt und die Einflüsse der Temperatur auf die einzelnen Bestandteile einer Dichtwandmasse erläutert. Im Anschluss werden Untersuchungen zum Spannungs-Verformungs-Verhalten und zur Durchlässigkeit durchgeführt, wobei die Anmachwasser-, Lagerungs- und Durchströmungstemperatur variiert werden.

Der vierte Teil der Arbeit beinhaltet die hydraulische Belastung von Dichtwandmassen. Es werden Versuchsergebnisse von Durchströmungsversuchen sowohl an noch fließfähigen sowie weichen Massen mit einer speziell entwickelten Versuchsvorrichtung, als auch an festen Dichtwandmassen in der Triaxialanlage vorgestellt. Bei den Untersuchungen wird der Reifegrad beim Durchströmungsbeginn sowie der hydraulische Gradient variiert.


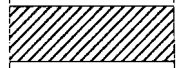


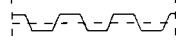
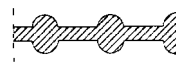



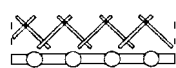
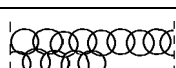
Aufbauend auf allen Versuchsergebnissen werden zum Abschluss der Arbeit die Auswirkungen der untersuchten Randparameter auf die Erosionsstabilität und Dauerhaftigkeit einer Dichtwandmasse bewertet.

2 Dichtwandtechnologie

2.1 Vertikale Barrieren

Durch vertikale Barrieren im Untergrund können Grundwasserströmungen minimiert oder sogar vollständig unterbunden werden. Voraussetzung für eine erfolgreiche Grundwasserabspernung ist die Einbindung der vertikalen Barriere in einen nahezu undurchlässigen Basishorizont. Dieser Horizont kann natürlichen (z. B. eine anstehende bindige Bodenschicht) oder künstlichen (z. B. eine Injektionssohle) Ursprungs sein. Eine Vielzahl verschiedener Dichtwandssysteme kommen als vertikale Barriere zum Einsatz. Alle „klassischen“ Dichtwandssysteme beruhen auf drei verschiedenen Funktionsweisen. Die Funktionsweise gängiger Dichtwandssysteme sowie weitere Angaben sind in Tabelle 1 aufgeführt.

Tabelle 1: Überblick: klassische Dichtwandssysteme (in Anlehnung an JESSBERGER, 1989)

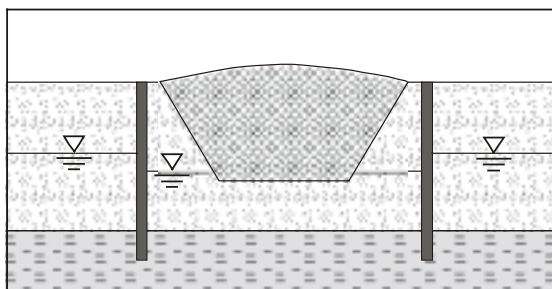
Funktionsweise	Dichtwandsystem	Grundriss	Böden	Material
Aushub des anstehenden Bodens und Einbau eines Abdichtungsmaterials	Überschnittene Bohrpfehlwand		abhängig vom Bohrverfahren	Beton
	Schlitzwand Einphasenverfahren		Einschränkungen bei Torf / Huminsäuren	Dichtwandmasse (z.B. Bentonit-Zement-Suspension)
	Schlitzwand Zweiphasenverfahren			Dichtwandmasse, Erdbeton, Beton (bewehrt, unbewehrt)
	Schlitzwand Kombinationsdichtung			Dichtwandmasse mit innenliegender Dichtung (z.B. KDB, Spundwand)
Verdrängung des anstehenden Bodens und Einbau eines Abdichtungsmaterials	Spundwand		rammfähige bzw. rüttelfähige Böden	Stahl
	Schmalwand			Dichtwandmasse mit Füllstoff
	Gerammte Schlitzwand			Erdbeton, Beton
Verringerung der Durchlässigkeit des anstehenden Bodens	Injektionswand		begrenzt anwendbar	Silikatgele, Zementpasten, Ton-Zement-Pasten
	Gefrierwand		Kontaminierte Böden	flüssiger Stickstoff
	Düsenstrahlwand		auch in sehr feinkörnigen Böden, begrenzt anwendbar bei humosen Bestandteilen, Findlingen	Silikatgelinjektion, Dichtwandmasse, Zementsuspension
	Überschnittene Düsenstrahlsäulen (ein- oder zweireihig)			

KDB: Kunststoffdichtungsbahn

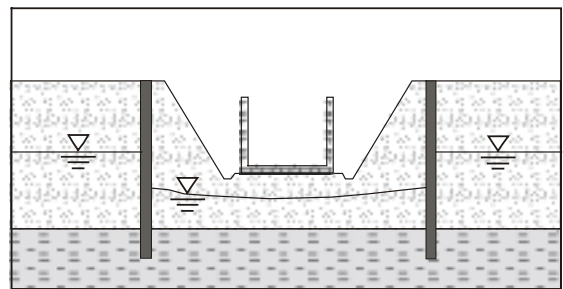
Auch eine Kombination bzw. Koppelung der einzelnen Systeme ist möglich, wenn mit einem System allein keine durchgehende Dichtwand erstellt werden kann. Einen möglichen Anwendungsfall stellt eine Einkapselung im innerstädtischen Bereich dar. Hier ist z. B. eine Kombination aus Schlitz- und Düsenstrahlwand möglich, um in einem Vor- und Entsorgungsbereich ohne Verlegung von Leitungen eine durchgehende Wand erstellen zu können.

Bei Kombinationswänden mit eingestellten Spundwänden oder Stahlbetonfertigteilen im Einphasenverfahren besitzt die Wand neben der dichtenden auch eine statische Funktion. Dieses Verfahren ist wirtschaftlicher als die Herstellung von bewehrten Zweiphasen-Schlitzwänden und hat gegenüber einer reinen Spundwand den Vorteil, dass die Wand weitgehend erschütterungsfrei hergestellt werden kann.

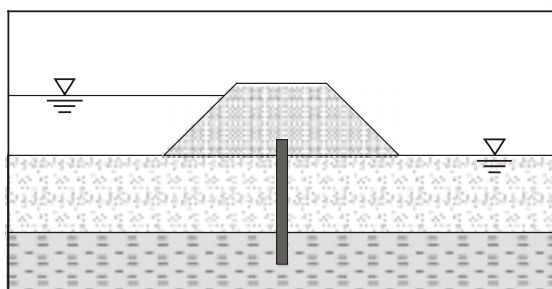
Die Einsatzgebiete von Dichtwänden (s. Bild 1) sind vielfältig. Bei temporären Bauwerken werden sie z. B. als Baugrubensicherung verwendet. Als permanente Bauwerke werden sie eingesetzt, um die Standsicherheit von Wasserbauwerken zu erhöhen oder um kontaminierte Standorte (Altlasten, Deponien etc.) einzukapseln. Durch die Einkapselung wird der Austritt von schadstoffhaltigen Sickerwässern und unzulässigen Schadstoffemissionen in die benachbarten Gebiete reduziert oder sogar unterbunden.



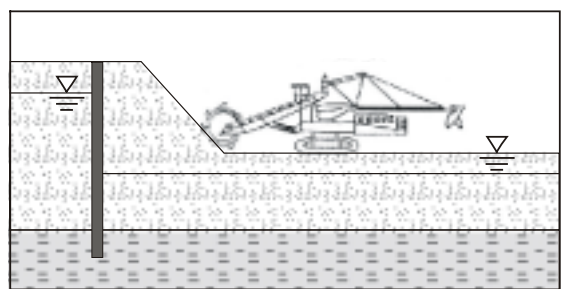
Deponie / Altlast



Baugrube



Damm / Deich



Sperrwand

Bild 1: Einsatzgebiete von Dichtwänden (n. MESECK, 1987)

Die „klassischen“ Dichtwandsysteme bei der Sanierung kontaminierter Standorte basieren auf dem „pump-and-treat“-Verfahren. Hierbei werden die kontaminierten Wässer abgepumpt und gereinigt. Der Schadstoff selbst bleibt erhalten. Das „pump-and-treat“-Verfahren ist z. T. mit beträchtlichen Energie- und Wartungsaufwand in der Betriebsphase verbunden. In den letzten Jahren kommen vermehrt „passive“ Sanierungsverfahren - die sogenannten „Reaktiven Wände“ oder „funnel-and-gate“-Systeme - zum Einsatz. Hierbei wird das kontaminierte Grundwasser über Dichtwände in einen verhältnismäßig schmalen, mit reaktiven Materialien bestückten Durchfluss geleitet. Durch Hintereinanderschaltung verschiedener sorptiv, chemisch oder biologisch arbeitender Reaktionsmaterialien wird das Grundwasser gereinigt. Der große Vorteil dieses Verfahrens ist, dass nach der Herstellung der reaktiven Wand die Energiezufuhr und Wartung auf ein Minimum begrenzt ist und sich somit die Betriebsphase als sehr viel kostengünstiger erweist.

Der im Sprachgebrauch häufig verwendete Begriff „Dichtwand“ wird i. d. R. für Dichtwandsysteme verwendet, die im Schlitzwandverfahren hergestellt werden. Im Rahmen dieser Arbeit wird die Dichtwand als ein im Schlitzwandverfahren erstelltes Dichtwandsystem definiert.

2.2 Schlitzwände

Schlitzwände sind vertikale Wände im Boden, die abschnittsweise hergestellt werden. Der Aushub der einzelnen Lamellen erfolgt mit Hilfe einer thixotropen Stützflüssigkeit, die die Erdwände gegen Nachbruch sichert. Nach DIN V 4126-100 wird zwischen Ortbeton-, Fertigteil-, bewehrten und unbewehrten Einphasen- sowie Tonbetonschlitzwänden unterschieden.

Die Ursprünge der Schlitzwandbauweise sind in den im 19. Jahrhundert entwickelten Bohrspülungen für Tiefbohrungen zu sehen. In der weiteren Entwicklung wurde erstmalig 1912 die Stützung unverrohrter Bohrlochwände durch wässrige Tonsuspensionen zum Patent angemeldet; in den 50er Jahren wurden die stützenden Eigenschaften einer Tonsuspension auch auf die Herstellung von schlanken Schlitzten (Lamellen) übertragen (STÖTZER, 1993). Durch Geräteneuentwicklungen, wachsende Erfahrung und Umsetzung neugewonnener wissenschaftlicher Erkenntnisse bei der Schlitzwandtechnologie konnten in der Folgezeit immer schmalere und tiefere sowie geringer durchlässigere Dichtwände erstellt werden. Eine Vergrößerung der Wandelemente und damit eine Verringerung der Schwachstellen (Elementfugen) lief mit dieser Entwicklung konform.

Die wesentlichen Vorteile der Schlitzwandbauweise sind:

- Ausmaße und Verlauf der Wand können an die lokalen Gegebenheiten angepasst werden,
- die Einbindung in den abdichtenden Horizont kann durch den Aushub überprüft werden,
- nahezu alle mineralischen Dichtmassen können eingebaut werden,
- die Lage einzelner Lamellenelemente kann anhand von Messungen kontrolliert werden,
- der Einsatz in nahezu allen Bodenarten sowie bei wechselnden Bodenschichten ist möglich,
- durch die lamellenförmige Bauweise werden die vom Aushub bedingten Kraftumlagerungen und erdstatischen Einflüsse gering gehalten,
- die Herstellung erfolgt erschütterungsarm und
- es ist möglich, weitere tragende oder dichtende Elemente einzubauen.

Aushubwerkzeuge bei der Herstellung von Schlitzwänden sind der Hydraulikbagger mit Tieflöffel, der seil- oder stangengeführte Schlitzwandgreifer sowie die Schlitzwandfräse, die die Vorteile der Seilgreifer mit denen der Saugbohrgeräte verbindet.

In Deutschland werden in der Schlitzwandbauweise ausgeführte Dichtwandssysteme im Ein- oder Zweiphasenverfahren hergestellt. Ein weiteres Bauverfahren ist das Soil-Bentonit-Backfillverfahren (Mixed-In-Place-Verfahren), das vor allem in den Vereinigten Staaten und Kanada zum Einsatz kommt. Hierbei wird der Aushub durch Zugabe von Bentonit zu einem Boden-Bentonit-Gemisch aufbereitet und wieder in den Schlitz eingebaut. Diese Art der Herstellung hat durch eine nur grobe Durchmischung und den relativ unkontrollierbaren Einbau häufiger Imperfektionen zur Folge, so dass die hohen Anforderungen an Dichtwirkung und Beständigkeit nur bedingt eingehalten werden können (HERMANN, 1993).

Ein- bzw. Zweiphasendichtwände werden i. d. R. alternierend im Pilgerschrittverfahren hergestellt. Zunächst werden Vorläufer- oder Primärlamellen (s. Bild 3: Nr. 1, 3, 5 usw.) abgeteuft. Nachdem diese einen mindestens stichfesten Zustand erreicht haben, wird die Lücke zwischen zwei Primärlamellen mit einer Schließer- oder Sekundärlamelle (Nr. 2, 4, 6 usw.) geschlossen. Durch diese Arbeitsweise wird gewährleistet, dass auf beiden Seiten des Aushubwerkzeuges immer das gleiche Material (entweder Boden oder Dichtwandmasse) ansteht und so ein Verkanten des Greifers bzw. der Fräse nahezu ausgeschlossen werden kann.

Zweiphasenverfahren

Die Herstellung von Dichtwänden im Zweiphasenverfahren entspricht der Schlitzwandbauweise für statisch tragende Wände. Zunächst werden u. a. für die Trassierung und Führung des Aushubwerkzeuges Leitwände erstellt. Der Aushub der einzelnen Lamellen erfolgt unter kontinuierlicher Zufuhr einer reinen Bentonitsuspension bzw. einer Bentonitsuspension mit nichtbindenden Zusatzmitteln, welche die seitlichen Erdwände stützt. Nach dem Erreichen der Endteufe werden beidseitig Abschalrohre in die Lamelle eingestellt. Anschließend wird das eigentliche Dichtungsmaterial im Kontraktorverfahren in den Schlitz eingebracht. Das Dichtungsmaterial verdrängt aufgrund seiner höheren Dichte die Bentonitsuspension (s. Bild 2), die in der Folge abgepumpt und regeneriert bzw. entsorgt werden muss.

Einige Vorteile des Zweiphasenverfahrens sind die große Bandbreite der einsetzbaren Dichtwandmassen (sowohl zementgebundene als auch zementfreie), eine geringe Aufsandung und Verunreinigung der Dichtwandmasse durch eine mögliche Kontamination, die Zeitunabhängigkeit bei der Herstellung (reine Bentonitsuspension) sowie die Ausführung von Wänden bis in große Tiefen.

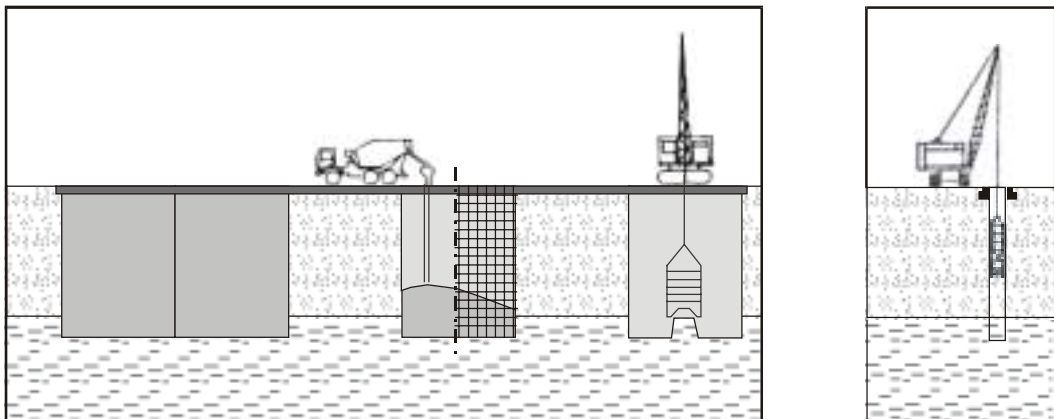


Bild 2: Zweiphasenverfahren (MESECK, 1987)

Ein wesentlicher Nachteil des Zweiphasenverfahrens ist, dass durch das Ziehen der Abschalrohre Fugen zwischen den einzelnen Lamellen bzw. Betonierabschnitten entstehen können. Diese Fugen stellen Problembereiche dar, da es hier beim Phasenaustausch zu Einschlüssen von Bentonitsuspension oder Boden kommen kann. Ebenso kann ein zu geringer Dichteunterschied zwischen der Stützflüssigkeit und der Dichtwandmasse zu Imperfektionen führen, wenn die Stützflüssigkeit nicht vollständig verdrängt wird.

Einphasenverfahren

Bei der Herstellung von Dichtwänden im Einphasenverfahren wird ein Schlitz unter gleichzeitiger Stützung des anstehenden Bodens mit einer Bentonit - Zement - Suspension abgeteuft (Bild 3). Nach dem Aushub verbleibt die Suspension im Schlitz, härtet durch den Zementanteil langsam zur Dichtwandmasse aus und erfüllt ihre dichtende Funktion. Die Herstellung der Wand erfolgt ebenso wie beim Zweiphasenverfahren alternierend im Pilgerschrittverfahren. Beim Abteufen der Sekundärlamellen werden die sich noch im stichfesten Zustand befindenden Primärlamellen mit ausreichender Überlappung angeschnitten. Durch die Verzahnung des Aushubgerätes und die chemische Anbindung der frischen Dichtwandmasse an die noch nicht erhärtete Dichtwandmasse kann so eine durchgängige fugenlose Schlitzwand erstellt werden.

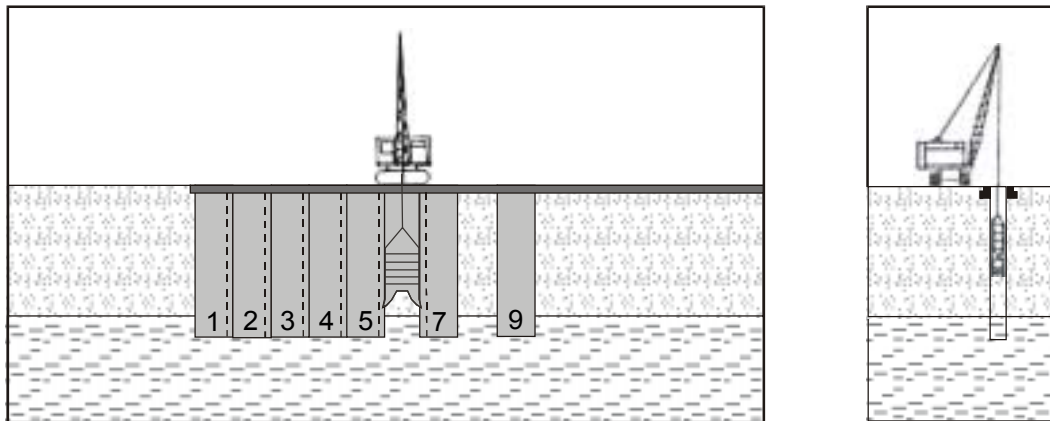


Bild 3: Einphasenverfahren mit Schlitzwandgreifer (MESECK, 1987)

In den letzten Jahren kam das Einphasenverfahren bei der Erstellung dauerhafter und temporärer Abdichtungsbauwerke vermehrt zum Einsatz. Neben der Erstellung einer fugenlosen Wand bietet das Einphasenverfahren gegenüber dem Zweiphasenverfahren auch wirtschaftliche und zeitliche Vorteile. Die Baustelleneinrichtung ist geringer, da die Herstellung, Regenerierung und Entsorgung der Stützsuspension entfällt. Im Gegensatz zum Zweiphasenverfahren ist jedoch die Bandbreite der einsetzbaren Dichtwandmassen geringer, so dass die Resistenz gegenüber Kontaminationen nicht immer gegeben ist. Jedoch kann durch den Einsatz von Fertigbaustoffen die Beständigkeit bei chemischem Angriff erhöht werden.

3 Dichtwandmasse

3.1 Bestandteile

3.1.1 Allgemeines

Mit dem Mischungsverhältnis und den einzelnen Bestandteilen einer Dichtwandmasse können u. a. die Dichte, Druckfestigkeit, Durchlässigkeit und Verarbeitbarkeit der Dichtwandmasse bzw. der Suspension eingestellt werden. Da für jede Baumaßnahme individuelle Anforderungen an die Herstellung und das Bauwerk vorliegen, wird zur Sicherstellung der Anforderungen an die jeweilige Masse im Vorfeld einer Baumaßnahme häufig eine Eignungsuntersuchung durchgeführt. Hierbei sind u. a. die anstehenden Bodenverhältnisse unter Berücksichtigung einer möglichen Kontamination, die Geometrie der einzelnen Schlitzwandlamellen, das Herstellungsverfahren und weitere standortspezifische Randbedingungen einzubeziehen. Ebenso ist eine mögliche Anreicherung der Suspension mit dem anstehenden Boden und Grundwasser bei der Wahl der Bestandteile und des Mischungsverhältnisses zu beachten.

Die Hauptbestandteile einer Einphasen-Dichtwandmasse sind Bentonit (Schlitzwandtone nach DIN 4127), Bindemittel (i. d. R. Zement) und Wasser. Um die Stabilität, Verarbeitbarkeit oder die Beständigkeit gegenüber starker chemischer Beanspruchung zu verbessern, können auch Schutzkolloide, Verflüssiger, Abbindeverzögerer oder mineralische Füllstoffe beigemischt werden.

Die Angaben über die Zusammensetzung der Dichtwandmasse erfolgen mit der Kurzbezeichnung der Feststoffanteile in der Reihenfolge Bentonit/Bindemittel/mineralische Füllstoffe, jeweils in kg bezogen auf einen Kubikmeter Frischsuspension. Der für die Herstellung eines Kubikmeters Frischsuspension erforderliche Wasseranteil wird unter Berücksichtigung der Feststoffanteile nach der Stoffraumrechnung ermittelt (DIN 4126).

3.1.2 Bentonit

Bentonite sind Verwitterungsprodukte vulkanischer Aschen oder gleichartiger Ablagerungen mit einem hohen Gehalt an Tonfraktion. Die kolloidale Tonfraktion der Bentonite besteht überwiegend ($\geq 50\%$) aus dem quellfähigen Tonmineral Montmorillonit, das die chemischen und physikalischen Eigenschaften der Bentonite weitgehend bestimmt. Weitere Komponenten sind u. a. die Minerale Pyrit, Cristobalit, Quarz, Kalk, Feldspat und Glimmer.

Der Montmorillonit ist ein dreischichtiges Tonmineral der dioctaedrischen Smectitgruppe, der aus einer Folge von Oktaeder- und Tetraederschichten besteht. Die Bindungen zwischen den Schichtpaketen sind allerdings schwach, da in den Oktaederschichten ein Teil der Aluminiumionen durch Magnesiumionen ersetzt werden. Dieses hat einen negativen Ladungsüberschuss an der Oberfläche zur Folge, der mit einer elektrostatischen Anziehung von Kationen an der Oberfläche verbunden ist. Diese Kationen sind austauschbar (GRIM, 1968).

Nach MADSEN und NÜESCH (1994) weist ein Montmorillonit folgende charakteristischen Merkmale auf:

- große spezifische Oberfläche,
- große Kationenaustauschkapazität,
- gute Plastizitätseigenschaften,
- hohes Quell- und Wasseradsorptionsvermögen und
- geringe Durchlässigkeit und kleine Diffusionskoeffizienten.

In der Bauindustrie werden Montmorillonite mit angelagertem Natrium- (Na^+) oder Calciumion (Ca^{2+}) verwendet. Nach der Art der Anlagerung der Kationen werden diese als Natrium- oder Calciumbentonit bezeichnet. Die Kationen reagieren mit Wassermolekülen, wodurch sich der Abstand zwischen den Schichtpaketen vergrößert. Dieser als innerkristalline Quellung bezeichnete Vorgang ist eine kennzeichnende Eigenschaft von Montmorillonit bzw. Bentonit.

Steht einem Natriumbentonit nach der innerkristallinen Quellung weiteres Wasser zur Verfügung, zerfällt infolge osmotischer Quellung das Mineralgefüge in einzelne Silikatschichten. Dieses ist auf die stärkere Hydratisierung der Natriumionen und der schwächeren Ionenbindung im Vergleich zu den Calciumbentoniten zurückzuführen. Aufgrund der osmotischen Quellung liegt das Wasseraufnahme- und Quellvermögen eines Natriumbentonits mit 600 - 700 % deutlich über dem eines Calciumbentonits (200 - 300 %). Durch die Zugabe von Soda (Na_2CO_3) kann ein Calciumbentonit in einen aktivierten Calciumbentonit umgewandelt werden. Hierbei findet ein Kationenaustausch statt, bei dem Calciumionen durch Natriumionen ersetzt werden. Die ursprünglichen Zwischenschichtkationen bilden mit dem Anion der Natriumverbindung ein schwerlösliches Salz. Dieser Aktivierungsprozess ist reversibel. Wird ein aktivierter Calciumbentonit mit Zement vermischt, wird der Aktivierungsprozess z. T. rückgängig gemacht, da ein Teil des Natriums durch das im Zement enthaltene Calcium ersetzt werden kann.

Elektrolyte im Anmachwasser sowie ein saures bzw. basisches Milieu führen besonders bei Natriumbentoniten zu einer Unterdrückung des osmotischen Quellens und somit zu einer Verringerung der Quelfähigkeit. In Abhängigkeit von der Elektrolytkonzentration steigt die Fließgrenze durch das Umordnen in eine Bänderstruktur an, danach fällt sie durch die Bildung von „Quasikristalliten“ wieder ab. In geringerem Ausmaß kann auch infolge durchströmender Medien die Quelfähigkeit reduziert werden.

Eine wichtige baurelevante Eigenschaft von Bentonitsuspensionen ist deren Thixotropie. Diese isotherme, reversible Sol-Gelumwandlung beruht auf elektrostatischen Wechselwirkungen der Teilchen der kolloidalen Dispersion. Die Wechselwirkung tritt zwischen der elektrostatischen Abstoßung durch die elektrische Doppelschicht an der Tonmineraloberfläche und der van der Waal'schen Anziehung auf. Überwiegen die Anziehungskräfte, so koagulieren die Partikel in der Suspension und ordnen sich zu einem Netzwerk zusammen, wobei das in der Suspension ungebundene Wasser in Clustern dieses Netzes „ruhig gestellt“ wird. Die Suspension erstarrt im Ruhezustand zu einem Hydrogel, das bei Bewegung z. B. durch den Greiferbetrieb in die flüssige Solphase zurückverwandelt wird.

Die Aufgaben des Bentonits innerhalb der frischen Einphasen-Dichtwandmasse werden von KAYSER (1995) und GEIL (1989) wie folgt zusammengefasst:

- Festigkeit und Stabilität der Frischsuspension, d. h. die Aufnahme von Scherkräften im Ruhezustand \Rightarrow Verhinderung von Einbrechen einzelner Bodenschichten in den offenen Schlitz,
- Begrenzung der Penetration der Dichtwandmasse in den umgebenden Boden,
- Verminderung der Wasserdurchlässigkeit durch das Wasserbindevermögen des Bentonits und
- Bindemittelteilchen bis zur Hydratation in Schwebe halten.

Des Weiteren trägt der Bentonit zur Dichtwirkung der erhärteten Dichtwandmasse bei, indem er die Poren in der verfestigten Phase des abgebundenen Zementsteins verkleinert.

3.1.3 Zement

3.1.3.1 Allgemeines

Zement gehört zur Gruppe der hydraulischen Bindemittel, die ohne vorherige Lufttrocknung in Verbindung mit Wasser sowohl an der Luft als auch unter Wasser erhärten und unter Wasser beständig sind. Im Gegensatz zu anderen hydraulischen Bindemitteln wie Kalk und Gips weist Zement eine höhere Druckfestigkeit auf. Hauptbestandteile der Normzemente sind Portlandzementklinker, Hüttensand, natürliches Puzzolan, kieselsäurereiche Flugasche, gebrannter Schiefer und Kalkstein.

In Deutschland werden die Zemente nach DIN 1164 in drei Hauptarten unterteilt:

CEM I	Portlandzement (PZ)
CEM II	Portlandkompositzement (z. B. Eisenportlandzement (EPZ), Trasszement (TrZ), Flugaschezement (FAZ))
CEM III	Hochofenzement (HOZ)

Für die Herstellung von Einphasen-Dichtwandmassen werden i. d. R. Hochofenzemente verwendet. Im Gegensatz zu den anderen Hauptarten enthält ein Hochofenzement außer Portlandzementklinker (15 - 64 % Anteil) schnell gekühlte und infolge dessen glasig erstarrte Hochofenschlacke, den Hüttensand (36 - 80 % Anteil).

Bei Hochofenzementen setzt gegenüber den Portland- bzw. Portlandmischzementen die Hydratation später ein. Sie sind dementsprechend länger verarbeitbar. Diese Eigenschaften werden für das Einphasenverfahren benötigt, da Verarbeitungszeiten von mehr als 12 Stunden auftreten können und i. d. R. niedrige Anfangsfestigkeiten gewünscht sind.

Zusätzlich erreichen Dichtwandmassen mit Hochofenzementen höhere Endfestigkeiten und weisen in Verbindung mit aggressiven Medien eine größere Beständigkeit im Vergleich zu anderen Zementen auf.

3.1.3.2 Hydratation von Zement

Sowie Zement mit Wasser in Berührung kommt, laufen zwei chemische Reaktionen parallel ab. Zum einen die Hydrolyse, eine sofortige Reaktion des Zementes mit Wasser, bei der das Ausgangsmaterial unter Bindung von Wasser aufgespalten wird (z. B. Aufspaltung von Tricalciumsilicat in Calciumhydroxid und Calciumsilikathydrat). Aus dieser Reaktion entstehen freie OH^- -Ionen, die den pH-Wert sofort ansteigen lassen.

Die andere chemische Reaktion ist die Hydratation, die als Übergang von dem flüssigen Gemisch in den Feststoff die eigentliche Erhärtungsreaktion darstellt. Der exotherme Prozess der Hydratation beginnt ca. eine Stunde nach Wasserzugabe. Durch die Hydratation des Zementes wird die Festigkeitsentwicklung einer Dichtwandmasse durch die Bildung des Zementsteines bestimmt. Der Vorgang der Hydratation ist zeitabhängig, wobei er sich in die Prozesse Ansteifen, Erstarren und Erhärten gliedert. Die Übergänge zwischen den einzelnen Prozessen sind fließend. Innerhalb der Phase des Erstarrens liegen die Vorgänge der Herstellung der Dichtwandmasse sowie des Aushubs der Dichtwand und des Einbringens der Suspension.

Der Grad des Erhärtungszustandes und -fortschrittes wird mit dem Hydratationsgrad α , der eine Funktion von Zeit, Feuchte, Temperatur, chemischer Zusammensetzung, Mahlfineinheit u. a. m. ist, beschrieben:

$$\alpha = \frac{\text{Masse des hydratisierten Zementes}}{\text{Zementausgangsmasse}} \quad [-]. \quad (\text{Gl. 1})$$

Zu Beginn der Erhärtung ist der Hydratationsgrad gleich Null, nach dem Erstarrensende (< 12 Stunden) liegt er bei ca. 0,15. Die Hydratation ist abgeschlossen, wenn sich das Zementkorn bei ausreichendem Wasserangebot und genügender Mahlfineinheit restlos in Zementgel umgewandelt hat. In diesem Fall erreicht der Hydratationsgrad einen Wert von $\alpha = 1$. Mit zunehmendem Hydratationsgrad wird das Material dichter (ROSTÁSY, 1983; KNOBLAUCH und SCHNEIDER, 1995).

Bei Wasserzugabe entsteht aus dem Zement-Wasser-Gemisch zunächst ein Zementleim, der die einzelnen Körner der Zuschlagstoffe umhüllt und durch das Erhärten miteinander verbindet. Aus dem flüssigen Zementleim bildet sich in einer weiteren Phase der feste Zementstein, wobei der Übergang von dem flüssigen in den festen Zustand allmählich erfolgt. Röntgenographische und elektronenmikroskopische Untersuchungen haben gezeigt, dass die Hydratationsprodukte nicht gleichzeitig entstehen, sondern die Hydratation in drei Stufen abläuft. Die Dauer und die Entwicklung der einzelnen Hydrationsstufen sind insbesondere von der chemischen Zusammensetzung und der Granulometrie (Mahlfineinheit und Korngrößenverteilung) des Zementes abhängig (RICHARTZ, 1979). Bild 4 zeigt die Entwicklung der einzelnen Hydratphasen in einem Zeit-Mengen-Diagramm und des Gefüges bei der Hydratation sowie die Ursachen des Erstarrens.

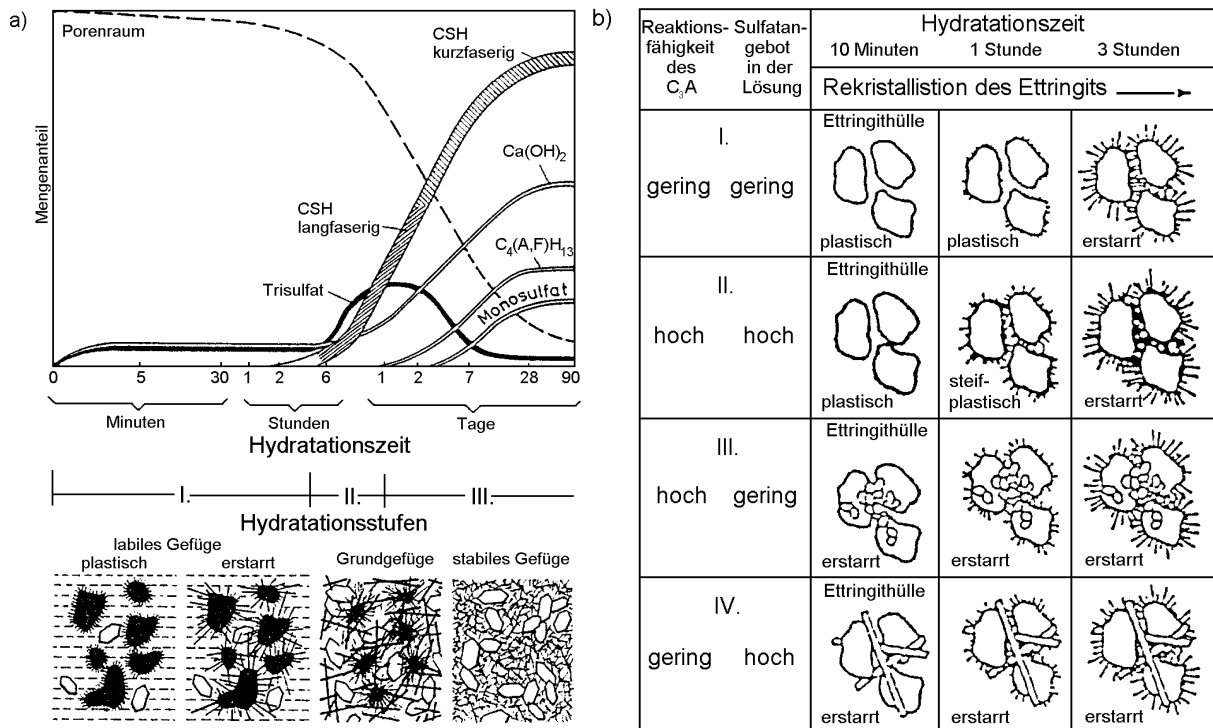


Bild 4: Entwicklung der Hydratphasen und des Gefüges bei der Hydratation des Zementes
a) RICHARTZ, 1979
b) RUBIANDINI, 1991

Hydrationsstufe I

Unmittelbar nach Wasserzugabe beginnt die Reaktion des Zementes, wobei das Tricalciumaluminat (C_3A) des Zementes eine schnelle Reaktion und eine hohe Anfangserhärtung bewirkt. Eine hohe Hydrationswärme und Frühfestigkeit ist die Folge. Durch die in den Zement beigemengten Calciumsulfate $CaSO_4$ (Gips) wird das Ansteifen des Zementes jedoch verhindert, indem das $CaSO_4$ das C_3A in eine wasserreiche dünne Ettringithülle (Trisulfat in Form sehr feiner, langer, nadelförmiger Kristalle) einbaut. Die Kristallisation des Ettringits, die unter erheblicher Volumenzunahme stattfindet, bewirkt das anfängliche Erstarren des Zementleimes, wobei in dieser Phase neben dem Ettringit Kalkhydrat entsteht. Anschließend folgt eine Ruheperiode (dormante Phase), bei der der Wassertransport durch die gebildete Hülle behindert wird und weitere Reaktionen zum Großteil nur noch über Diffusionsvorgänge erfolgen. Während der dormanten Phase bleibt der Zement verarbeitbar. Die Zementpartikel sind noch gegenseitig beweglich, da die Kristalle auf der Oberfläche der Zementpartikel zu klein sind, um die Porenräume zu überbrücken und ein festes Gefüge auszubilden. Durch Herauslösen von Calciumionen aus der Oberfläche der Zementbestandteile wird die dormante Phase verlängert. Der in Dichtwandmassen enthaltene Bentonit kann Calciumionen aus der Zementoberfläche herauslösen und als Zwischenschichtkationen anlagern. Die so entstandene calciumarme Zementoberfläche verlängert die Hydrationsstufe I und die Verarbeitungszeit der Dichtwandmassen (ROSTÁSY, 1983; LOCHER et al., 1976; KRENKLER, 1980; KAYSER, 1995).

Hydratationsstufe II

Die zweite Hydratationsstufe beginnt mit dem Aufbrechen der Ettringithüllen und erstreckt sich etwa über den Zeitraum von 4 - 24 Stunden nach Wasserzugabe. Hierbei findet eine schnellere Bildung des Trisulfates statt. Es bilden sich durch die Reaktion von Tricalciumsilicat (C_3S) und Dicalciumsilicat (C_2S) mit Wasser feine und langfaserige Calciumsilicathydratnadeln (CSH-Phasen). Die Erhärtung des Zementleims ist durch die Verfilzung der anfangs langen CSH-Nadeln bedingt. Diese sind in der Lage, den wassergefüllten Porenraum zu überbrücken, so dass sie ein Grundgefüge mit einer gewissen Stabilität bilden. In diesem Stadium ist der Zementstein sehr empfindlich gegenüber Störungen infolge von mechanischen Einwirkungen und Belastungen. Wird die Erstarrungsdauer, z. B. durch Verzögerer oder tiefe Lagerungstemperaturen (+ 5 °C) verlängert, wachsen die CSH-Kristalle dichter und fester zusammen und erreichen eine höhere Endfestigkeit. Bei verkürzten Erstarrungszeiten z. B. als Folge einer Wärmebehandlung bildet sich zunächst eine höhere Frühfestigkeit aus, jedoch sind die Endfestigkeiten geringer einzustufen.

Die Rekristallisation des Ettringits erzeugt eine weitere Verfestigung, wobei sich die kleineren Ettringitkristalle bereits in der Ruhephase auflösen und das Wachstum der größeren Kristalle ermöglichen.

Der Erstarrungsbeginn des Zementes kann mit dem Beginn der zweiten Hydratationsstufe gleichgestellt werden. Der Übergang zur dritten Hydratationsstufe ist dadurch gekennzeichnet, dass die langen CSH-Phasen die wassergefüllten Zwischenräume überbrücken. Die Zustandsform des Zementes wechselt vom Erstarren zum Erhärten (ROSTÁSY, 1983; LOCHER et al., 1976; KNOBLAUCH und SCHNEIDER, 1995).

Hydratationsstufe III

Die Verdichtung des verbleibenden Porenraums erfolgt in der dritten Hydratationsstufe - ca. 24 Stunden nach Wasserzugabe - durch die Bildung von feinkristallinen, kurzen CSH-Phasen aus Tri- und Dicalciumsilicat unter Abspaltung von Kalkhydrat. Die verbliebenen Poren werden mit diesen ausgefüllt, verkleinert und somit verdichtet. Hierdurch wird die Festigkeit des Zementsteins weiter erhöht. Es entsteht ein stabiles Gefüge. Das sich dabei gleichzeitig bildende Calciumhydroxid wird in Form größerer, hexagonaler Kristalle in das Gefüge eingebaut, trägt aber zur Festigkeitsbildung nicht bei.

Die Hydratationsgeschwindigkeit nimmt in der 3. Stufe stark ab, da die Kristallfasern den Porenraum verengen und somit die Diffusion behindern. Die Geschwindigkeit der Festigkeitsentwicklung wird in dieser Stufe hauptsächlich von der Art des Calciumsilikates beeinflusst, wobei Tricalciumsilicat zu einer schnellen Anfangsfestigkeit und Dicalciumsilicat zu einer niedrigen Anfangsfestigkeit führt. Weiterhin führt das abgespaltene $Ca(OH)_2$ zu einer hohen Alkalität des Porenwassers mit pH-Werten von deutlich über 12.

Der Erhärtungsvorgang gilt als beendet, wenn die Porenräume vollständig mit Faserkristallen ausgefüllt sind oder das Anmachwasser vollständig verdunstet ist.

Die Festigkeit des Zementsteins ist weniger durch chemische Bindungen der Gelpartikel untereinander bedingt, sondern ergibt sich aus den Kräften, die zwischen den Fasern und dem eingebauten Wasser wirken. Wirksam sind dabei sowohl Massenanziehungskräfte (van-der-Waals-Kräfte) als auch elektrostatische Kräfte (Dipolmomente des Wassers) und Mischformen chemischer und physikalischer Bindungen (Wasserstoffbrückenbindung). Der komplexe Wirkungsmechanismus wird als Adhäsion bezeichnet, wobei die Stärke der Bindungen (respektive der Festigkeit) dadurch zum Ausdruck kommt, dass sich die Oberfläche um den Faktor 500 bis 1.000 vergrößert hat und die Adhäsionskräfte mit der Oberfläche proportional ansteigen. ROSTÁSY, 1983; LOCHER et al., 1976; KNOBLAUCH und SCHNEIDER, 1995)

3.1.4 Fertigmischungen

In den letzten zehn Jahren kommen vermehrt Fertigmischungen zum Einsatz. Diese bieten den entscheidenden Vorteil, dass die Suspension nur durch Zugabe von Wasser zum Fertigbaustoff in einem Mischvorgang hergestellt werden kann. I. d. R. entfallen die bei konventionellen Massen notwendigen Quellzeiten des Bentonits. Hieraus ergibt sich auch ein geringerer Platzbedarf für die Baustelleneinrichtung. Im Vergleich zu konventionellen Dichtwandmassen werden für Fertigmischungen nur ein Silo und ein Mischer benötigt und weitere Einrichtungen wie z. B. Quellbehälter für die Bentonitsuspension entfallen.

Fertigmischungen zeichnen sich besonders dadurch aus, dass sie eine relativ hohe Festigkeit und sehr geringe Wasserdurchlässigkeit aufweisen können. Weiterhin können die Fertigmischungen werkseitig schon so eingestellt werden, dass sie resistent gegen die auftretenden Schadstoffe sind. Der große Nachteil der Fertigmischungen ist ihr relativ steifes Verhalten gegen Verformung. Besonders die Forderung nach der gleichen Verformbarkeit wie der anstehende Baugrund kann oftmals nicht erfüllt werden. Ferner sind die Bestandteile von Fertigmischungen nicht bekannt und Veränderungen der rheologischen Eigenschaften können vor Ort nur durch die Zugabe von Zusatzstoffen (z. B. Verflüssiger, Abbindeverzögerer) erfolgen.

3.2 Erhärtung und Struktur von Dichtwandmassen

Vergleichbar zu einem Boden besteht auch eine Dichtwandmasse aus einem Mehrphasensystem, das in eine feste, flüssige und gasförmige Phase unterteilt werden kann. Eine Bentonit-Zement-Suspension ist ein kolloidales System, bei dem Zement und Bentonit dispergiert als feste Phase vorliegen. Das Gerüst der Suspension wird durch die in vornehmlich basisparalleler Anordnung liegenden Bentonitteilchen gebaut. Mit Beginn der Hydratation des Zementes wachsen die Hydratationsprodukte ausgehend von der Kornoberfläche der Zementkörner in die Räume zwischen den Feststoffen hinein. Diese Hydratationsprodukte bilden das Zementgel, welches den Bentonit umschließt. Es entsteht ein sehr poröser Stoff, der von seiner Struktur her gesehen ein Filzwerk von mikroskopisch kleinen Kristallen, den Gelpartikeln, ist.

Die Erhärtung einer Dichtwandmasse wird durch den Hydratationsfortschritt des Zementes bestimmt. Durch die Hydratation wird ein Teil des Wassers (25 M.-% des

Zementanteils) chemisch in die Kristallgitter der einzelnen Hydratphasen eingebunden. Damit ist eine Volumenabminderung von ca. $6 \text{ cm}^3 / 100 \text{ g}$ Zement verbunden, die als inneres Schrumpfen bezeichnet wird. Infolge der Volumenänderung, bei der weder die äußeren Abmessungen verändert werden noch Schwindrisse entstehen, wird eine Vielzahl kleiner Poren gebildet. Diese als Gelporen bezeichneten Hohlräume besitzen einen Durchmesser von etwa 1 bis 10 nm (10^{-9} bis 10^{-8} m).

Die weitere Bildung von Poren ist vom Verhältnis der Anmachwassermenge zur Zementmenge (Wasser-Zement-Wert bzw. W/Z) abhängig. Mit steigendem W/Z-Wert vergrößert sich die Porosität. Die Menge der Hydratationsprodukte bleibt konstant, wohingegen der Wasserüberschuss in dem Zementsteingefüge als Kapillarwasser verbleibt. Der Wasserüberschuss ist vorhanden, da Zement nur eine begrenzte Menge an Wasser chemisch binden kann. Des Weiteren ist bei einem hohen W/Z-Wert zu berücksichtigen, dass die aus den Reaktionsprodukten der Zementhydratation entstandenen CSH-Phasen zur Bildung einer Verfestigung einen sehr großen Raum überbrücken müssen.

Im Vergleich zum Zementleim bzw. Beton, deren W/Z-Wert im praktischen Bereich zwischen $0,4 \leq W/Z \leq 0,7$ liegt, weisen Dichtwandmassen sehr hohe W/Z-Werte (i. d. R. $W/Z > 3,0$) auf. Steigt der W/Z-Wert über $W/Z > 0,4$ an, entstehen wesentlich größere Hohlräume, die als Kapillarporen bezeichnet werden. Nach KNOBLAUCH et al. (1995) besitzen Kapillarporen einen Durchmesser von 10^{-8} bis 10^{-5} m.

Bei Dichtwandmassen kann der W/Z-Wert jedoch nicht in gleicher Weise betrachtet werden wie bei einem Beton. Durch das große Wasserbindevermögen des Bentonits steht dem Zement nicht die gesamte Anmachwassermenge zur Verfügung. Diese Tatsache wird durch den von GEIL (1989) eingeführten reduzierten W/Z-Wert (W_R/Z -Wert) berücksichtigt. Bei einer Bentonit-Zement-Suspension reduziert sich das Kapillarwasser um das am Bentonit gebundene Gelwasser. Die reduzierte Anmachwassermenge entspricht somit der Differenz zwischen der Wassermenge der Suspension und dem Gelwasser des Bentonits. Aber auch unter Berücksichtigung des reduzierten W/Z-Wertes weisen Dichtwandmassen immer noch sehr viel höhere W/Z-Werte als baupraktische Zementleime oder Betone auf. Dichtwandmassen auf der Basis von Natriumbentonit besitzen reduzierte W/Z-Werte von W_R/Z -Wert $> 2,0$ und auf der Basis von Calciumbentonit W_R/Z -Wert $> 1,0$. Aufgrund der hohen W/Z-Werte tritt eine zum Zementstein vergleichbare Verzahnung der CSH-Phasen bei Dichtwandmassen nicht auf. Vielmehr beruhen die Bindungskräfte größtenteils auf elektrostatischen Kräften. Ab einem Wasserzementwert von 0,6 und einem Kapillarporenanteil von etwa 25 % entsteht ein zusammenhängendes Kapillarporensystem, das durchströmt werden kann (KERN, 1984).

KAYSER (1995) hat mittels Quecksilberdruckporosimetrie die Gesamtporosität einer Dichtwandmasse auf Basis eines Natriumbentonits zu 80 % ermittelt. Für den Hauptporenradius wird ein Wert von $0,9 \text{ }\mu\text{m}$ angegeben, so dass die Hauptporen als Kapillarporen einzuordnen sind. Die ermittelten Porenradien liegen zwischen $0,004$ und $5,0 \text{ }\mu\text{m}$. Die hohe Gesamtporosität sowie der hohe Anteil an Kapillarporen von über 90 % an der Gesamtporosität der Dichtwandmasse weisen auf einen durchlässigen Stoff hin, in dem sich das Wasser ohne Einfluss von Adhäsionskräften frei bewegen kann.

4 Dauerhaftigkeit von Dichtwandmassen bzw. Dichtwänden

4.1 Allgemeines

Unter dem Begriff „Dauerhaftigkeit“ ist die Beständigkeit der Dichtwand(masse) über die vorgesehene Nutzungsdauer gegenüber auftretenden äußeren Einflüssen zu verstehen. Eine unzureichende Dauerhaftigkeit einer Dichtwand ist durch einen Verlust der Dichtigkeit des Bauwerks gekennzeichnet. Dieses kann entweder durch eine Veränderung des Durchlässigkeitsbeiwertes der Wand in einem großen Bereich oder durch einzelne Risse und Fehlstellen erfolgen. Aus diesen Überlegungen kann entsprechend gefolgert werden, dass eine hohe Dauerhaftigkeit mit einer geringen Durchlässigkeit der Dichtwand einhergeht.

Um die Dauerhaftigkeit einer Abdichtungsmaßnahme zu sichern, müssen Qualitätsmerkmale und Anforderungen formuliert werden. Diese betreffen sowohl die Erstellung der Dichtwand als auch den späteren Betrieb und Erhalt. Die Gewährleistung einer dauerhaft weitgehend wasserundurchlässigen Dichtwand ist nur gegeben, wenn die Dichtwand homogen und leakagefrei hergestellt wird und während der Betriebsphase keine Schäden auftreten.

Da über das Langzeitverhalten von Dichtwandmassen sowie die Wechselwirkung zwischen Boden und Dichtwand noch keine ausreichenden Erkenntnisse vorliegen, werden mögliche Einflüsse auf die Dauerhaftigkeit, die sich sowohl während der Herstellung als auch der späteren Nutzungsphase ergeben, im Folgenden aufgeführt.

4.2 Anforderungen an die Herstellung von Dichtwänden

Die Dauerhaftigkeit einer Dichtwand wird u. a. von der Zusammensetzung der Dichtwandmasse, z. B. Bindemittel- und Bentonitsorte, Mischungsverhältnis, chemische Zusammensetzung des Anmachwassers, Zuschlagsstoffe beeinflusst. Auch das Herstellverfahren, z. B. Intensität und Dauer des Mischvorganges, Anmachwassertemperatur, Nachbehandlung, Überlappung und Fußeinbindung wirkt sich auf die Dauerhaftigkeit der Dichtwand aus.

Insbesondere bei der Einkapselung von Deponien und Altlasten soll eine homogene und leakagefreie Herstellung durch Eignungsuntersuchungen und baubegleitende Qualitätssicherungsuntersuchungen gewährleistet werden. Im Zuge der Qualitätssicherung werden Erfahrungswerte sowie projektspezifische Gegebenheiten und Anforderungen berücksichtigt. Grundsätzlich gliedert sich die Qualitätssicherung in drei Bereiche, bei denen die Frischsuspension, die erhärtete Dichtwandmasse sowie die Ausführungsqualität der einzelnen Wandelemente überwacht werden.

Bei der Frischsuspension muss insbesondere die Viskosität auf die Baustellenbedingungen (z. B. Schlitztiefe, Verarbeitungszeit, Bodenverhältnisse) abgestimmt sein. Zum einen darf sie nicht zu groß gewählt werden, damit die Suspension pumpfähig ist und schnell aus dem Greifer abfließen kann, zum anderen sollte aus Stabilitätsgründen (Stützwirkung) eine möglichst hohe Viskosität angestrebt werden.

Die Anforderungen an die Frischsuspension lassen sich folgendermaßen zusammenfassen:

- Erdwände durch Bildung eines Filterkuchens vor Nachbruch sichern (Stützwirkung),
- Fließ- und Pumpfähigkeit muss während des Aushubs erhalten und an die Baustellenbedingungen angepasst sein (Viskosität),
- Eintrag von kontaminierten Böden oder Wässern darf nicht zu einer Entmischung führen (Stabilität),
- Zement und Füllstoffe müssen durch den Bentonitanteil in Schwebe gehalten werden (Stabilität),
- unterschiedliche geologische Verhältnisse dürfen zu keinen relevanten Veränderungen der rheologischen Eigenschaften führen und
- Erstarren des Zementes soll nicht vor Beendigung des Aushubvorganges einsetzen.

Der Abdichtungserfolg hängt im Wesentlichen von den mechanischen und hydraulischen Eigenschaften sowie der Langzeitbeständigkeit der erhärteten Dichtwandmasse ab. Hierbei müssen die folgenden Anforderungen berücksichtigt werden:

- Einhaltung der geforderten Dichtigkeit durch eine geringe hydraulische Durchlässigkeit und einen hohen Diffusionswiderstand,
- hohe mechanische, hydraulische oder chemische Beanspruchungen dürfen sich nicht nachteilig auf die Durchlässigkeit auswirken,
- Dichtwandmasse muss so elastisch sein, dass sie unter Belastung eine rissfreie Verformung zulässt,
- Mindestdruckfestigkeit sollte der des umgebenden Bodens entsprechen, um Spannungen durch unterschiedliche Verformungen zu vermeiden,
- Erosionsstabilität muss durch eine Mindestdruckfestigkeit gewährleistet sein, so dass sich eventuell vorhandene Fehlstellen nicht aufweiten,
- Erosion infolge an der Dichtwand vorbeifließenden Wassers darf keine negativen Einflüsse auf die Dichtigkeit der Wand haben und
- die Dauerhaftigkeit des gesamten Dichtwandsystems muss auch über Jahre hinweg erhalten bleiben, wobei insbesondere die Dichtwandmasse die erforderlichen Eigenschaften über die geplante Nutzungsdauer beibehalten muss.

An die Herstellung werden ebenso Anforderungen gestellt, die im Rahmen einer baubegleitenden Qualitätssicherung überwacht werden. Hierzu sind u. a.

- Gewährleistung einer ausreichenden Fußeinbindung in den nahezu undurchlässigen Basishorizont,
- Einhaltung der Geometrie über die gesamte Tiefe (Diagonalüberschnitt muss an jeder Stelle der Wand gewährleistet sein),
- Einhaltung der maximalen Verarbeitungszeiten, um den Hydratationsvorgang nicht zu stören,
- Einhaltung der minimalen bzw. maximalen Überschnittszeiten zwischen zwei Lamellen,
- Schutz des Dichtwandkopfes gegen Austrocknung und mechanische Belastungen sowie
- Schutz der Dichtwand gegenüber Beanspruchung der Wand insbesondere kurz nach der Herstellung (z. B. Überfahrten, dynamische Erregungen)

zu zählen.

4.3 Beanspruchungsarten

Eine Dichtwand kann auf vielfältige Arten beansprucht werden. Alle Beanspruchungsarten dürfen weder einzeln noch bei Überlagerung zur Schädigung der Wand führen. Die folgenden Beanspruchungsarten können auftreten:

- mechanische Beanspruchungen z. B. Belastungsänderungen infolge Überschüttung oder einseitiger Grundwasserabsenkung, unterschiedlich große Setzungen zwischen Dichtwand und umgebenden Boden,
- dynamische Beanspruchungen z. B. Erschütterungen während des Abbindevorganges (Rammen im Nachbarbereich), dynamische Verkehrslasten, die Schwingungen und Druckwellen im Boden erzeugen,
- hydraulische Beanspruchungen z. B. infolge Grundwasserströmung, einseitige Grundwasserabsenkung, Fließgeschwindigkeit des Grundwassers,
- chemische Beanspruchungen z. B. infolge kontaminierter Grundwässer oder Böden (Sickerwasser enthält im Normalfall Schadstoffe in gelöster Form),
- biologische Beanspruchungen z. B. Mikroorganismen, Bakterien, Pflanzen und
- physikalische Beanspruchungen z. B. infolge Temperatur, Frost, Quell- oder Trocknungsbewegungen.

Aus der Auflistung der Herstellparameter und Beanspruchungsarten geht hervor, dass nur eine Vielzahl von Langzeituntersuchungen zuverlässige Anhaltswerte für die Dauerhaftigkeit einer Dichtwandmasse zu liefern vermag. Dabei ist die Übertragbarkeit der Laborergebnisse auf Bedingungen in situ z. B. aufgrund der unterschiedlichen Bettung der Wand und des sich ausbildenden Filterkuchens nur bedingt möglich.

In zahlreichen Veröffentlichungen (z. B. HEITFELD, 1989; GEIL, 1989) wurden die Einflüsse einzelner Beanspruchungsarten behandelt. Die Dauerhaftigkeit von Dichtwandmassen wird hierbei häufig aus dem mechanischen Parameter einaxiale Druckfestigkeit nach 28 Tagen (s. Kap. 4.5.4) abgeleitet. Allen Untersuchungen ist gemein, dass sie an bis zu einem gewissen Grad ausgehärteten Dichtwandmassen durchgeführt wurden. Hierbei betrug das Probenalter mindestens 7 Tage bei einer Erhärtungstemperatur von 20 °C. Die meisten Untersuchungsergebnisse basieren sogar auf Versuchen an mindestens 28 Tage alten Dichtwandmassen, die bei 20 °C gelagert wurden.

Die alleinige Angabe des mechanischen Parameters einaxiale Druckfestigkeit nach 28 Tagen Laborlagerung ist jedoch nicht ausreichend, um die Dauerhaftigkeit einer Dichtwandmasse zu bewerten. Aufgrund der Komplexität der Einflussfaktoren müssen auch die in situ auftretenden Erhärtungsbedingungen berücksichtigt werden. Hierzu sind die Erhärtungstemperatur und der Erhärtungszustand zum Zeitpunkt einer möglichen Beanspruchung zu zählen. Insbesondere durch eine hydraulische Belastung können Veränderungen in der Struktur auftreten.

4.4 Erosions- und Suffosionsvorgänge

4.4.1 Allgemeines

Strömungsvorgänge während der frühen Erhärtungsphase einer Dichtwand können die Strukturentwicklung (z.B. Vernetzung der CSH-Nadeln) beeinflussen. Zudem können sich Strömungsvorgänge bei bereits erhärteten Dichtwänden auf die Erosionsstabilität der Dichtwandmasse auswirken. Infolge der Durchströmung der Dichtwand werden möglicherweise einzelne Aggregate aus der Dichtwandmasse ausgespült (Erosion und Suffosion) oder in andere Bereiche umgelagert (Kolmation). Die Folge dieser Transport- und Umlagerungsprozesse ist eine Veränderung der Struktur, die einen entscheidenden Einfluss auf die Entwicklung der Durchlässigkeit und Festigkeit ausüben kann. Unter Ansatz ungünstiger Randbedingungen wäre eine Funktionsuntüchtigkeit der Wand denkbar und damit das Abdichtungsziel in Frage gestellt. Aus diesen Gründen müssen bei der Beurteilung des dauerhaften Abdichtungserfolges einer Dichtwandbaumaßnahme Strukturveränderungen u. a. durch Kolmations-, Suffosions- und Erosionsvorgänge berücksichtigt werden.

Grundsätzlich wird bei Erosionsvorgängen zwischen dem aktiven und dem passiven Element unterschieden. Hierbei kennzeichnet das aktive Element den Anteil, der zur Erosion führt und somit die Erosivität oder Erosionsfähigkeit bezeichnet. Der aktive Anteil ist i. d. R. das Fließmedium. Das passive Element charakterisiert den Anteil, der erodiert wird, wobei der Grad der Erosion als Erodibilität, Erodierbarkeit oder Erosionsanfälligkeit des jeweiligen Elementes bezeichnet wird.

Die Auswirkungen von Strömungsvorgängen, insbesondere die Größenordnung und der zeitliche Ablauf von möglichen Erosionserscheinungen, wird von dem aktiven und dem passiven Element sowie weiteren Randbedingungen (z. B. Filtermaterial) beeinflusst. Die wesentlichen Einflussparameter sind im Folgenden aufgeführt, wobei die Anzahl der Variablen für das passive Element aufgrund des homogenen Gefüges der Dichtwandmasse gegenüber einem Boden stark reduziert werden kann.

Einflüsse des aktiven Elementes (Wasser)

- Größe des hydraulischen Gradienten i (Strömungskraft)
 - Dauer der Durchströmung
 - Chemismus des Fließmediums (z. B. Art und Grad der Aggressivität)
 - Temperatur des Fließmediums
- } Wassermenge

Einflüsse des passiven Elementes (Dichtwandmasse)

- Zusammensetzung (Rezeptur) der Dichtwandmasse
- Festigkeit der Dichtwandmasse zu Beginn der Durchströmung
- Durchlässigkeit(sbeiwert) der Dichtwandmasse
- Dicke der Dichtwand (insbesondere bei schmalen Wänden)
- mechanische Festigkeit des gesamten Gefüges (Gefügestabilität) und der einzelner Aggregate selber
- Porosität
- Temperatur der Dichtwandmasse bei der Durchströmung
- Wassergehalt bzw. Wassersättigung

Weitere Einflussfaktoren

- Vorhandensein von Fehlstellen, die eine höhere Fließgeschwindigkeit bewirken
- Durchlässigkeit des anstehenden Bodens (Strömungskraft)
- haltende Kräfte (z. B. Stützkkräfte)
- geologisch-hydrogeologische Randbedingungen (z. B. Kornverteilung, Porosität und Lagerungsdichte des Bodens)

In der Literatur wird die Aggregatstabilität als der wichtigste Indikator für die Erodibilität von Böden angesehen (BRYAN, 1976; LUK, 1979). Porosität und Struktur sind ihrerseits komplexe Größen, die sich wechselseitig beeinflussen und zeitlichen Schwankungen unterliegen. Erosion kann bei „normalen“ Grundwasserfließgeschwindigkeiten nur auftreten, wenn das durchströmende Medium wassergesättigt ist. Bei ungesättigten Böden findet zunächst eine Sättigung statt und erst in deren Anschluss kann eine Erosion auftreten. Da bei Dichtwandmassen von einer vollständigen Sättigung ausgegangen werden kann, sind sie als erosionsgefährdet einzustufen.

4.4.2 Erosion

Unter Erosion wird der Transport und die Umlagerung von Stoffen durch Flüssigkeiten, Wind und anderen Einflüssen mit strömenden und dadurch erodierenden Eigenschaften verstanden. Zur mechanischen Erosion kommt es, wenn die Strömungskräfte die Zugfestigkeit der Aggregate im Gefüge überwinden. Bei der Bodenerosion werden Körner der gesamten Bodenstruktur umgelagert und transportiert. Als Folge können z. B. vorhandene Porenräume vergrößert werden oder sich röhrenförmige Erosionskanäle ausbilden. Mit fortschreitenden Erosionsvorgängen kann eine Zerstörung der Gefügestruktur und somit ein Anstieg der Durchlässigkeit verbunden sein.

Grundsätzlich sind alle Erosionsprozesse bei Dichtwänden durch die Präsenz des Wassers bedingt. Folgende Einwirkungen können auftreten, wobei auch immer eine Kombination verschiedener Einwirkungen möglich ist: Eluierung oder Umlagerung der Bindemittel und/oder Feststoffpartikel, Transport aggressiver Ionen, Frostsprengungen, Druck durch Wasseransammlungen und chemische Reaktionen des Wassers mit dem Bindemittel. Eluierungen des Bindemittels schwächen die Bindungen des Baustoffes. Bei den Frostsprengungen handelt es sich um einen kombinierten Einfluss von Wasser und Temperatur, wobei sie den Übergang zu den thermischen Einwirkungen als Erosionsfaktor bilden.

Die Dauerhaftigkeit einer Dichtwand wird u. a. durch den Erosionsverschleiß im Bereich des Filterkuchens bzw. der Kontaktflächen zwischen Boden und Dichtwand sowie innerhalb der Dichtwand bestimmt. Bei den Beanspruchungen handelt es sich um eine Kombination aus einer schleifenden und einer durchströmenden Einwirkung des Wassers. Die schleifende Einwirkung wirkt vor allem im Bereich des Filterkuchens und den Kontaktflächen zwischen Dichtwand und Boden. Diese Bereiche sind im Gegensatz zur reinen Dichtwandmasse aufgrund der höheren Gefügestabilität jedoch nur bedingt erosionsgefährdet. Bei der schleifenden Einwirkung werden nur schwach gebundene Dichtwandmasseteilchen herausgewaschen, da durch die Aufstauwirkung vor der Wand auch höhere Fließgeschwindigkeiten im Grundwasser zu erwarten sind. Im Bereich der Dichtwand werden mechanische und chemische Erosionseffekte vor allem während des Erstarrens der Wand bei hohen Durchströmungsgeschwindigkeiten auftreten. Hierbei können Feinstteilchen aus der Dichtwandmasse herausgelöst werden, die ggf. zur Erhärtung und somit auch zur Dichtigkeit der Dichtwand beitragen würden.

Bei der Erosion von Dichtwänden können drei verschiedene Erosionsarten differenziert werden. Die erste Erosionsart ist die mechanische Erosion, die wiederum in äußere, innere und Kontaktersion unterteilt werden kann. Hierbei handelt es sich um rein mechanische Vorgänge, bei denen einzelne Feststoffteilchen infolge des strömenden Wassers transportiert werden. Eine weitere Erosionsart ist die chemische Erosion, bei der durch strömendes Wasser chemische Lösungsvorgänge in der Dichtwandmasse bzw. -suspension auftreten. Die dritte Erosionsart ist die Fugenerosion, die im Fußbereich einer Dichtwand oder an Fehlstellen auftreten kann (MESECK, 1987).

Eine genaue Zuordnung der Erosionserscheinungen zu den einzelnen Erosionsarten ist meist nicht möglich, da sich die einzelnen Erosionsarten i. d. R. überlagern. So tritt z. B. als Folge einer inneren Erosion im Grenzbereich Boden/Dichtwand häufig eine Kontaktersion auf.

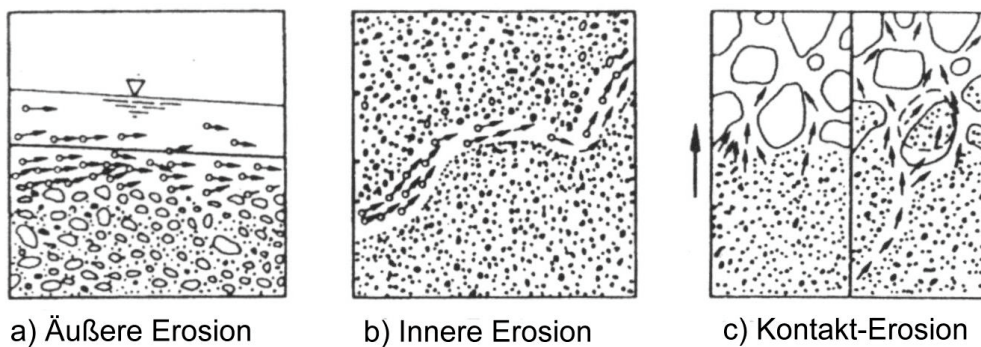


Bild 5: Mögliche Erosionsarten (DGGT, 1997)

Aufgrund der geometrischen Randbedingungen einer Dichtwand spielt die äußere Erosion beim Dichtwandbau nur eine untergeordnete Rolle. Demgegenüber kann eine Dichtwand durch innere Erosion oder Kontakterosion negativ beeinflusst werden. Beide Erosionsarten sind dadurch gekennzeichnet, dass die lösenden Kräfte (Strömkräfte) größer als die haltenden Kräfte sind.

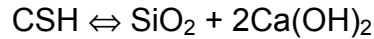
Durch Herstellungsfehler, Schubbeanspruchungen oder Zerrungswellen (FRIEDRICH, 1995) können Inhomogenitäten in der Dichtwand hervorgerufen werden, die sich zu miteinander verbundenen Porenkanälen aufweiten. Bei der inneren Erosion tritt in bereits vorhandenen Porenkanälen ein rückschreitender Transport von Bodenteilchen auf. In den Porenkanälen fließt das Wasser mit einer wesentlich höheren Geschwindigkeit als durch die homogene Dichtwand, wobei Feststoffpartikel mitgerissen werden können. Mit zunehmender Durchströmungsdauer werden immer mehr Feinstpartikel aus dem Verbund gelöst, so dass die Porenkanäle immer stärker aufgeweitet werden.

Unter Kontakterosion wird die an der Kontaktfläche zwischen Dichtwand und größerem Boden ausgehende Erosion verstanden. Im Gegensatz zur inneren Erosion, bei der nur einzelne Partikel erodiert werden, werden bei der Kontakterosion ganze Korngruppen aus der Oberfläche der Dichtwand gelöst. Durch fließendes (Grund)Wasser werden Aggregate (hier Feststoffbestandteile) aus ihrer ursprünglichen Lage herausgerissen und ausgespült.

Bei der chemische Erosion treten chemische Lösungsvorgänge zwischen dem aktiven und dem passiven Element auf. Unter Beachtung der Gesamtporosität der Dichtwandmasse von ca. 80 % (STROBL, 1982; KAYSER, 1995) und einer Wasserbewegung im nutzbaren Porenraum ist davon auszugehen, dass die Dichtwandmasse gleichmäßig über das gesamte Volumen durchflossen wird. Somit reagiert das nur schwach gebundene Calciumhydroxid des Zementsteins der gesamten Probe mit dem durchströmenden Medium.

Untersuchungen von STROBL (1982) haben gezeigt, dass insbesondere Proben, die mit einem hohen hydraulischen Gefälle belastet werden, zur chemischen Erosion neigen. Als Folge der chemischen Reaktion wird ein Teil des Calciumhydroxids freigesetzt, geht in Lösung und wird ausgespült. Hierdurch wird die Hydratationskinetik des Zementes beeinflusst. Da kein freies Calciumhydroxid zur Verfügung steht, zerfällt das für die Festigkeit des Zementsteins erforderliche Calciumsilikathydrat in

Calciumhydroxid und Kieselsäure, um den für das basische Milieu erforderlichen Gleichgewichtszustand wieder herzustellen. Für den Gleichgewichtszustand gibt STROBL die folgende Reaktionsgleichung an:



Die Reduzierung des Hydratphasenanteils führt zu einer Vergrößerung des Porenraums bzw. der einzelnen Poren. Dies ist wiederum mit einer Erhöhung der Durchlässigkeit und einer Verringerung der Festigkeit verbunden.

Die Fugenerosion tritt im Kontaktbereich Boden/Dichtwand auf. Insbesondere der Fußbereich (Einbindebereich) der Dichtwand ist anfällig gegenüber Fugenerosion, wenn der Einbindehorizont durchlässiger als die Dichtwand ist. Weiterhin tritt die Fugenerosion insbesondere bei Fehlstellen im Kontaktbereich Boden/Dichtwand bei stark durchlässigen Böden und hohen Fließgeschwindigkeiten auf, wobei dieser Vorgang mit der Kontakterosion einhergeht.

4.4.3 Suffosion

Im Gegensatz zur Erosion werden bei der Suffosion nur Feinanteile eines Bodens umgelagert und transportiert. Die Ausspülung ist nicht mit einer Zerstörung der Bodenstruktur und somit des tragenden Korngerüsts verbunden. Das grobkörnige Korngerüst bleibt erhalten, jedoch werden Poren freigespült und dadurch die Porosität und das Porenvolumen vergrößert. Dieses ist wiederum mit einem Anstieg der Durchlässigkeit und einer Verringerung der Dichte verbunden. Die Größe dieser Suffosionserscheinungen nimmt mit zunehmendem Reifegrad und abnehmender Strömungsgeschwindigkeit ab. Vergleichbar zur Erosion wird die Suffosion in äußere, innere und Kontakt-Suffosion unterteilt.

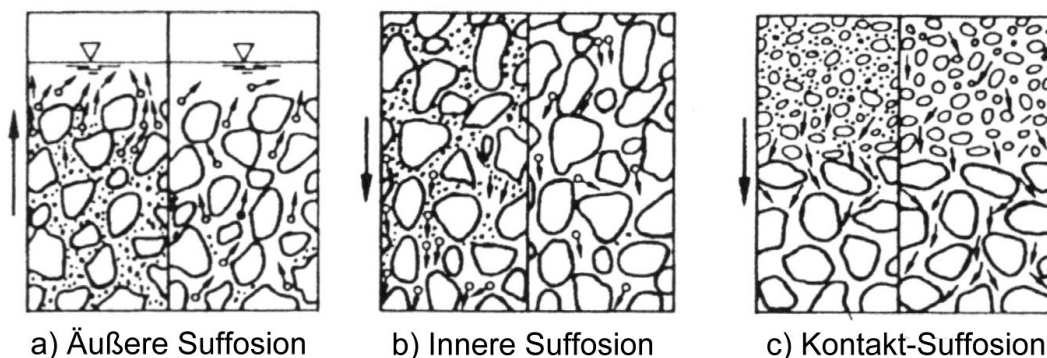


Bild 6: Mögliche Suffosionsarten (DGGT, 1997)

4.4.4 Kolmation

Die Kolmation ist dadurch gekennzeichnet, dass keine Ausspülungen auftreten. Die infolge von Suffosions- und Erosionsvorgängen herausgelösten und transportierten Teilchen bzw. Aggregate werden im vorhandenen Porenraum - vornehmlich im Bereich der Filterschicht - abgelagert. I. d. R. werden sich zunächst größere Aggregate in den relativen Querschnittsminima der Porenkanäle verklemmen. In der Folge werden die Querschnittsflächen der Porenkanäle weiter reduziert, so dass immer feinere Aggregate abgelagert werden. Dementsprechend wird das Gefüge im Ablagerungsbereich immer stärker verdichtet. Die Kolmation ist mit einer Verringerung der Durchlässigkeit und der Porosität sowie einer Vergrößerung der Dichte im Ablagerungsbereich verbunden.

4.5 Vorliegende Untersuchungen zum Erosionsverhalten von Dichtwandmassen

4.5.1 Allgemeines

Bisher gibt es nur wenige Arbeiten, die sich mit Erosionserscheinungen von Dichtwandmassen beschäftigen. Meist wird davon ausgegangen, dass Dichtwandmassen über ein sogenanntes „Selbstheilungsvermögen“ verfügen. Entstandene Porenkanäle (Durchflusskanäle) werden mit der Zeit aufgrund von freiem quellfähigen Bentonit oder durch die fortschreitende Hydratation des Zementes wieder geschlossen. Diese Selbstheilungseffekte kommen jedoch nur bei der inneren Erosion oder Fugenerosion zum Tragen.

Die verschiedenen Veröffentlichungen können in Untersuchungen zur Kontakt-erosion, zur chemischen Erosion und zur inneren mechanischen Erosion (Fugenerosion) unterteilt werden. Die Erodierbarkeit infolge innerer mechanischer Erosion und infolge Fugenerosion von abgebundener Dichtwandmasse wird mit dem Pin-Hole-Test nach SHERARD (s. Kap. 8.2.1) untersucht. Zur Überprüfung der Erosionsbeständigkeit gegenüber chemischer Erosion werden Durchlässigkeitsuntersuchungen unter Beachtung spezieller Randbedingungen durchgeführt.

4.5.2 Untersuchungen zur inneren- und Fugenerosion

MESECK (1987) führte Pin-Hole-Tests an Dichtwandproben mit verschiedenen Mischungsverhältnissen und mit unterschiedlichen Bentonitsorten durch. Die Proben wurden im Probenalter von 28 Tagen in die Versuchsanlage eingebaut und anschließend über 350 Tage mit einem hydraulischen Gradienten von $i = 30$ durchströmt. Es zeigte sich eine kontinuierliche Abnahme des durchgeflossenen Wasservolumens über die Versuchsdauer. Auch nach einem erneuten Durchstechen des Porenkanals nach 190 Tagen Versuchsdauer wurde wieder eine Abnahme der Durchflussmengen ermittelt (s. Bild 7). Eine innere Erosion konnte bei keinem der Versuche nachgewiesen werden.

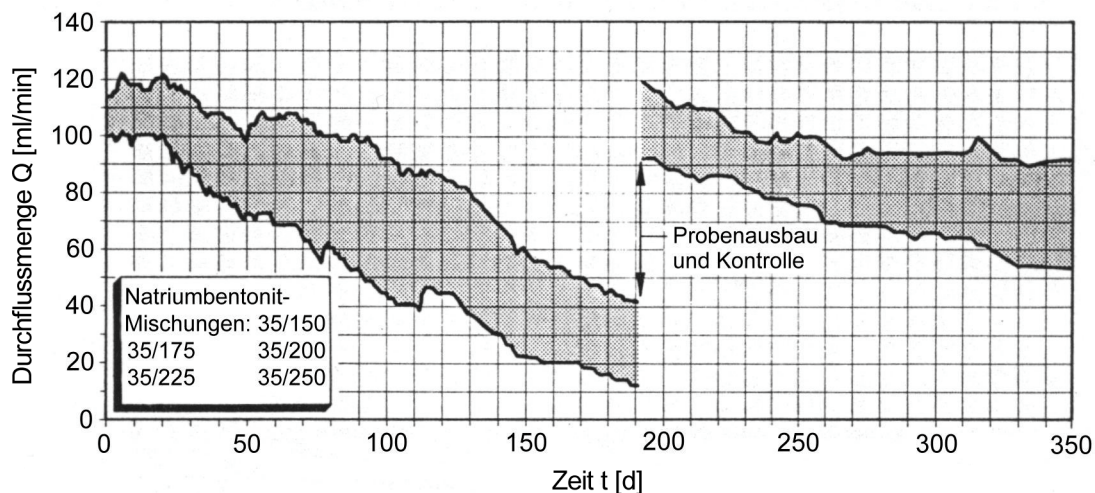


Bild 7: Ergebnisse von Pin-Hole-Tests an Dichtwandmassen (MESECK, 1987)

Weitere Pin-Hole-Tests wurden von HERMANN (1993) an Zweiphasendichtwandmassen durchgeführt. Das Probenalter beim Durchströmungsbeginn betrug 28 und 84 Tage. Als Durchströmungsmedien wurden Leitungswasser und synthetisch anorganisches Sickerwasser verwendet. Die hydraulischen Gradienten wurden zu $i = 5$ bzw. $i = 10$ gewählt. Alle Proben konnten als erosionsstabil beurteilt werden. Weiterhin trat bei allen Proben eine Selbstheilung auf. Bereits nach einem kurzen Durchströmungszeitraum tendierte die Durchflussmenge gegen Null. Dieses war mit einem Zuwachsen des Durchströmungskanales verbunden.

SCHOLZ et al. (2000) untersuchten das „Selbstheilungsvermögen“ von Einphasendichtwandmassen. Hierbei wurden Proben in verschiedenen Hydratationsstadien in zwei Hälften gespalten und im Anschluss unter definierten Randparametern gelagert. Die quantitative Erfassung des Selbstheilungserfolges erfolgte mit einaxialen Druckversuchen und Durchlässigkeitsversuchen. Da vor den Durchlässigkeitsuntersuchungen ein Riss in die Proben eingebracht wurde, können neben dem Selbstheilungsvermögen auch die innere- und Fugenerosion (vergleichbar zum Pin-Hole-Test) erfasst werden.

Sowohl die organoleptische Ansprache der Proben als auch die einaxialen Druckversuche zeigten, dass gesplattene Proben in gewissem Maße wieder zusammenwachsen. Beim Durchlässigkeitsversuch konnte für alle gesplatteten Proben ein deutliches Absinken der Durchlässigkeitsbeiwerte und somit eine Selbstdichtung nachgewiesen werden. Selbst bei Proben, die eine hohe Anfangsdurchlässigkeit aufwiesen, war eine Abnahme der Durchlässigkeit im weiteren Versuchszeitraum zu verzeichnen, wobei die höchsten Selbstdichtungserfolge in den ersten 3 Versuchstagen auftraten. Der Selbstdichtungserfolg ist an das Probenalter der Dichtwandmasse beim Einbringen des Risses und an die Größe des Risses geknüpft. Tendenziell gilt, dass Risse langsamer abgedichtet werden, wenn sie größere geometrische Abmessungen aufweisen und wenn die Dichtwandmasse ein höheres Probenalter besitzt. Diese Ergebnisse sind in Bild 8 anhand einer Durchflussmengenbilanz in Abhängigkeit vom Probenalter bei der Risseinleitung dargestellt.

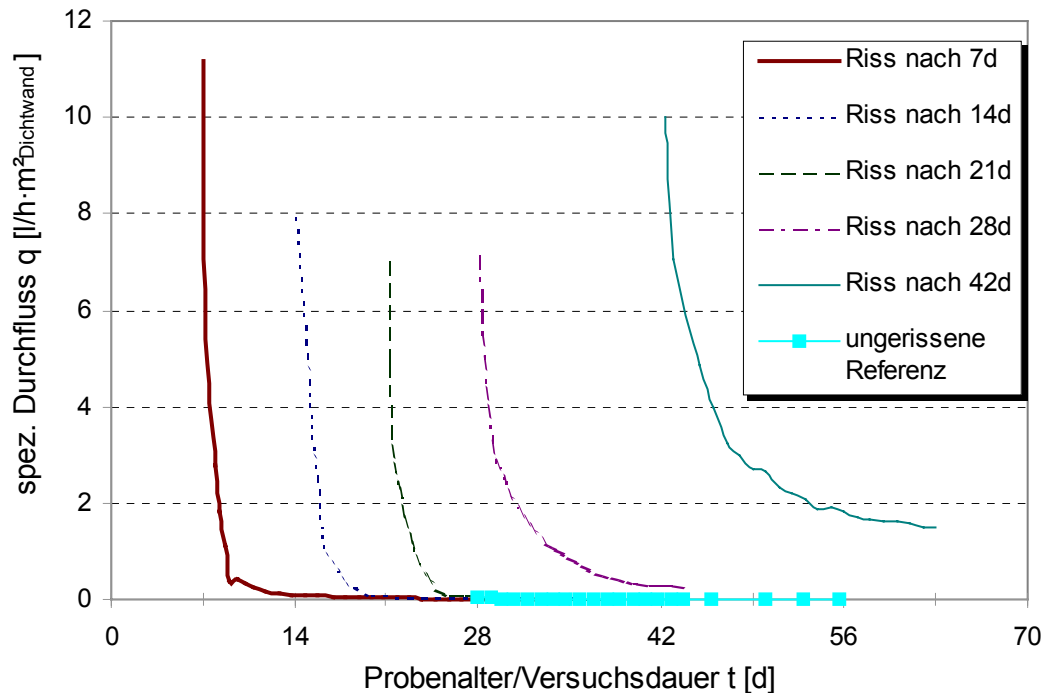


Bild 8: Spezifische Durchflussmengen an Trennrissen in einem fiktiven Dichtwandquerschnitt (SCHOLZ et al., 2000)

Beim Vergleich der Massen vor und nach dem Versuch wurden keine relevanten Massenverluste ermittelt, die auf eine innere oder Fugenerosion schließen lassen. Bei der organoleptischen Ansprache der Proben wurden keine aufgeweichten Flächen bzw. Verfärbungen festgestellt.

4.5.3 Untersuchungen zur chemischen- und Kontakterosion

DÜLLMANN und HEITFELD (1982) ermittelten die Erosionsstabilität von Dichtwandmassen anhand von Durchströmungsversuchen. Hierbei wurden Dichtwandmassen in einem Probenalter zwischen 7 und 56 Tagen erstmalig durchströmt. Die Untersuchungen zeigten, dass im Probenalter von 108 Tagen eine bereits nach 7 Tagen durchströmte Probe nur 45 % der Festigkeit einer nicht durchströmten Probe erreicht. Beginnt die Durchströmung jedoch erst nach 56 Tagen, so beträgt die erreichbare Festigkeit nach 108 Tagen 85 % der Festigkeit einer nicht durchströmten Probe.

In einer weiteren Versuchsreihe wurden die hydraulischen Gradienten variiert. Alle Proben wurden nach 14tägiger Lagerung durchströmt. Mit steigendem Gradienten war eine Abnahme der einaxialen Druckfestigkeit der Proben festzustellen. Bei der Durchströmung der Proben über einen längeren Zeitraum zeigte sich, dass bei Proben, die mit einem hohen Gradienten durchströmt wurden, in einem Probenalter von 56 Tagen eine starke Zunahme der Wasserdurchlässigkeit auftritt. Diese Erscheinung wurde als Indikator für die fortschreitende Erosion gedeutet, der durch Ausspülungen von fein verteiltem Dichtwandmaterial beeinflusst ist. Bei der Wahl eines gröberen Filtermaterials traten die Erosionserscheinungen zum einen bereits bei einem geringeren hydraulischen Gefälle zum anderen nach einer kürzeren Durchströmungsdauer auf.

Aus den Untersuchungen von DÜLLMANN und HEITFELD wurde deutlich, dass die Größe der aufgetretenen Kontakterosion hauptsächlich von den Parametern einaxiale Druckfestigkeit, hydraulischer Gradient und Korngröße des an die Dichtwand angrenzenden Bodens abhängen. Auf der Grundlage der Untersuchungen werden zwei Diagramme (Bild 9) angegeben, mit denen in Abhängigkeit von den angegebenen Einflussparametern auf die Erosionsstabilität einer Dichtwandmasse geschlossen werden kann. Unter Berücksichtigung von ungünstigen Randparametern wird für die Erosionssicherheit einer Dichtwandmasse eine Mindestdruckfestigkeit von $0,275 \text{ N/mm}^2$ gefordert.

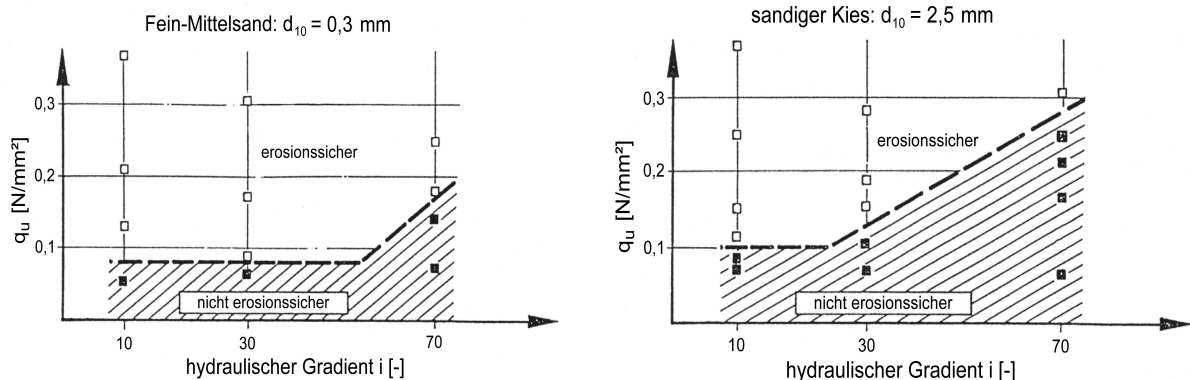


Bild 9: Beurteilung der Erosionsstabilität in Abhängigkeit von der einaxialen Druckfestigkeit, dem hydraulischen Gradienten und dem Korndurchmesser des Filtermaterials (DÜLLMANN und HEITFELD, 1982)

STROBL (1982) untersuchte das Erosionsverhalten von Dichtwandmassen über einen Zeitraum von bis zu sechs Jahren anhand von Durchlässigkeitsversuchen. Vergleichbar zu den Untersuchungen von DÜLLMANN und HEITFELD kam es bei einigen Proben zu einer schlagartigen Zunahme der Durchlässigkeit. STROBL begründete die Zunahme der Durchlässigkeit als Folge einer chemischen Reaktion, die mit der Ausspülung von Calciumionen (Ca^{2+}) verbunden ist. Er definierte eine Ausspülrate als das Verhältnis des ausgespülten Calciums zum ursprünglichen Calciumgehalt der Probe. Bei den Proben, deren Ausspülrate größer als 50 % war, zeigte sich eine schlagartige Zunahme der Durchlässigkeit. Diese ist mit einem Festigkeitsverlust der Proben verbunden, wobei die Proben nur noch eine geringe bzw. keine Festigkeit mehr aufwiesen. STROBL weist eine Abhängigkeit der Ausspülrate u. a. vom hydraulischen Gradienten und der Zementart nach. Mit zunehmendem hydraulischen Gradienten und durch weiche Wässer (pH-Wert 5 bis 6) steigt die Ausspülrate und der Erosionsvorgang wird beschleunigt.

MESECK (1987) hat die Ausspülraten von Calciumhydroxid anhand von Durchlässigkeitsversuchen näher untersucht. Im Probenalter von 7, 14 und 28 Tagen begann die Durchströmung der Proben. Hierbei zeigte sich, dass das Volumen des ausgespülten Calciums vom Probenalter beim Durchströmungsbeginn abhängt. Wird die ausgespülte Calciummenge einer im Alter von 7 Tagen durchströmten Proben zu 100 % definiert, beträgt das Volumen bei einem Durchströmungsbeginn nach

14 Tagen noch 50 % und nach 28 Tagen noch 33 %. Das geringere Ausspülniveau der älteren Proben wird mit dem geringeren Durchströmungsvolumen und mit dem höheren Anteil chemisch gebundener Calciumionen begründet. Weiterhin wurde deutlich, dass der hydraulische Gradient einen Einfluss auf die Ausspülmengen ausübt. Je höher der Gradient gewählt wurde, desto mehr Calcium wurde ausgespült.

Weitere Untersuchungen zur Erosionsbeständigkeit von Dichtwandmassen führte HEITFELD (1989) durch. Vergleichbar zu STROBL stellte er fest, dass Erosionsvorgänge mit hohen Ca^{2+} -Ausspülungen und abnehmenden Druckfestigkeiten verbunden sind. Bei feststoffarmen Dichtwandmassen werden um ein Vielfaches mehr Calciumionen ausgespült als bei feststoffreichen Dichtwandmassen. Bei einer mehr als 20-prozentigen Ausspülung des ursprünglichen Ca^{2+} -Gehaltes, wird die Druckfestigkeit deutlich verringert und die Durchlässigkeit erhöht. Bei Ca^{2+} -Ausspülvolumen von mehr als 30 % des ursprünglichen Ca^{2+} -Gehaltes ist eine deutliche Zunahme der Durchlässigkeit zu verzeichnen, wobei diese auch mit einem völligen Versagen der Proben verbunden sein kann.

Als Ergebnis seiner Untersuchungen ermittelte HEITFELD eine Abhängigkeit der Erosionsbeständigkeit von der einaxialen Druckfestigkeit und dem hydraulischen Gradienten. Dichtwandmassen mit einer einaxialen Druckfestigkeit von $q_u \geq 0,4 \text{ N/mm}^2$ zum Zeitpunkt der hydraulischen Erstbelastung werden für hydraulische Gefälle bis $i \leq 100$ als erosionssicher eingestuft. Demgegenüber konnte die Erosionsstabilität bei einem hydraulischen Gradienten von $i = 200$ erst bei einer einaxialen Druckfestigkeit von $q_u \geq 1,25 \text{ N/mm}^2$ zum Zeitpunkt der hydraulischen Erstbelastung nachgewiesen werden. Bezüglich der Abgrenzung erosionssicherer und nicht-erosionssicherer Dichtwandmassen über die einaxiale Druckfestigkeit und die Größe des hydraulischen Gradienten für einen Durchströmungszeitraum von 200 - 300 Tagen wird auf das Bild 10 verwiesen.

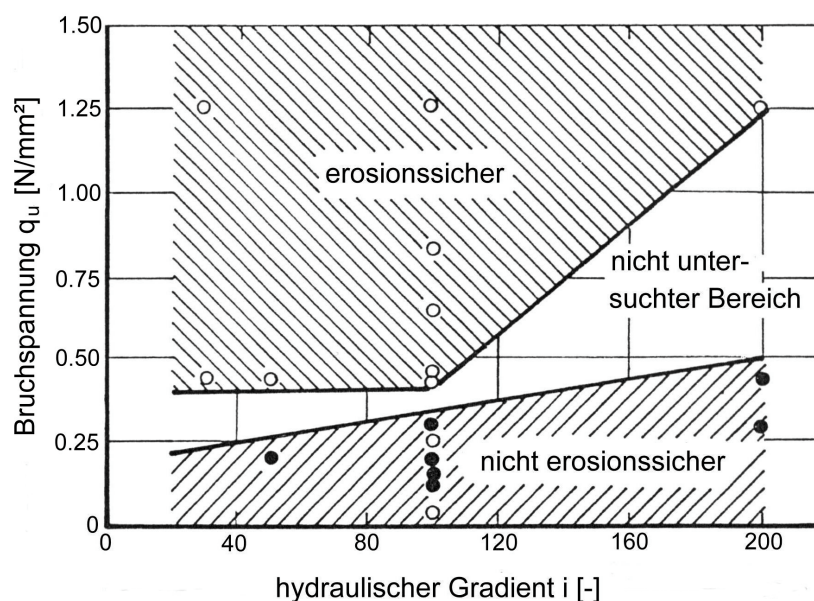


Bild 10: Beurteilung der Erosionsstabilität in Abhängigkeit von der einaxialen Druckfestigkeit und dem hydraulischen Gradienten (HEITFELD, 1989)

4.5.4 Beurteilung der Erosionsstabilität

Die Erosionsstabilität ist eine relative Beurteilung der Erosionsgeschwindigkeit. Grundsätzlich muss jede Dichtwand gegenüber der auftretenden hydraulischen Belastung stabil sein. Eine vollständige Erosionsstabilität ist selten möglich. Unter bestimmten Voraussetzungen wird jede Dichtwandmasse erodieren, wenn z. B. der hydraulische Gradient einen Grenzwert überschreitet. Bei bereits ausgehärteten Dichtwandmassen sind Erosionserscheinungen, die zu einer dauerhaften Schädigung des Bauwerks führen, jedoch unwahrscheinlich, da u. a. der Grenzwert des hydraulischen Gradienten deutlich oberhalb der in situ herrschenden Werte liegt.

Die Erosionsbeständigkeit ist durch standardisierte Messverfahren bis dato noch nicht quantifizierbar. BENDER (1984) hat aufgezeigt, dass für feinkörnige, schwach bindige Böden die Erosionsstabilität über die Kohäsion definiert werden kann. Bei verkitteten Böden respektive bei Dichtwandmassen stellt die einaxiale Druckfestigkeit die Größe dar, die zur Beurteilung der Erosionsstabilität dient. Des Weiteren hat HEITFELD (1989) erläutert, dass quantitative Aussagen aufgrund der beschränkten Messzeit oft unsicher sind. Anhand der Untersuchungen ist es jedoch möglich, die Größenordnung der langfristigen Erosionsverluste zumindest abschätzen zu können.

Aus der Literaturrecherche wird ersichtlich, dass insbesondere die chemische Erosionsstabilität einer Dichtwandmasse aus der einaxialen Druckfestigkeit nach 28 Tagen abgeleitet werden kann. Hierbei variieren die Angaben für die erforderliche minimale einaxiale Druckfestigkeit zwischen $q_u \geq 0,2 \text{ N/mm}^2$ (EAU, 1997) und $q_u \geq 0,5 \text{ N/mm}^2$ (SEITZ und HAß, 1993). Die relativ große Streubreite zwischen den einzelnen Autoren bzw. Empfehlungen ist darin begründet, dass zum einen unterschiedliche hydraulische Gefälle gewählt worden waren, zum anderen die weiteren Randbedingungen (z. B. Dichtwandmaterial, Mischungsverhältnis, Filtermaterial) variierten.

In der Praxis wird häufig eine minimale einaxiale Druckfestigkeit von $q_u \geq 0,3 \text{ N/mm}^2$ gefordert. Dieser Wert ist u. a. in Österreich in der ÖNORM B 4452 aufgeführt. Besitzen die Dichtwandmassen jedoch noch nicht die geforderte Festigkeit (z. B. aufgrund der niedrigen Temperatur oder des geringen Probenalters), muss eine hydraulische Belastung nicht zwingend zu Erosionserscheinungen führen. Bei Unterschreitung der Mindestdruckfestigkeit von $0,3 \text{ N/mm}^2$ (minimales Probenalter 7 Tage) ist in Österreich die Erosionsbeständigkeit einer Dichtwandmasse zusätzlich mit Pin-Hole-Tests nachzuweisen.

Die alleinige Angabe der einaxialen Druckfestigkeit nach 28 Tagen als Beurteilungskriterium für die Erosionsstabilität einer Dichtwandmasse wird aufgrund der Komplexität der möglichen Einflussparameter (s. Kap. 4.4.1) als nicht ausreichend angesehen. Vielmehr muss die minimale einaxiale Druckfestigkeit zum Durchströmungsbeginn sowie der Durchlässigkeitsbeiwert und die Temperatur der Dichtwandmasse und des Durchströmungsmediums beachtet werden.

Neben den bereits erwähnten Einflüssen auf die Erosionsstabilität einer Dichtwand müssen weitere Parameter, die sich auf das Gesamtsystem bestehend aus Dichtwand und Boden beziehen, betrachtet werden. Hierzu sind u. a. die Dicke der Dichtwand, die Durchlässigkeit des Einbindehorizontes, die Fußeinbindung der Dichtwand und mögliche Schwachstellen in der Dichtwand zu zählen. Als Schwachstellen sind Inhomogenitäten, Risse und Fugen anzusehen, wobei Fugen jedoch nur bei Zweiphasen-Dichtwänden berücksichtigt werden müssen.

Fehlerhaft hergestellte Fugen können nicht nur zu einer erhöhten Durchlässigkeit, sondern sogar zu einem Wassereinbruch führen. So kam es beispielsweise bei einer Baugrube am Potsdamer Platz in Berlin zu einem Wassereinbruch (40 – 50 m³/min) durch eine Fehlstelle in einer Schlitzwandfuge. Diese weitete sich durch fortschreitende Erosionsvorgänge auf, und es war nicht möglich, den Wassereinbruch zu stoppen. Nur nach dem Fluten der Baugrube war im Anschluss die Sanierung der Fehlstelle möglich (FALKNER, 1999).

Dieses Beispiel stellt die schwerwiegendste Schädigung einer Schlitz- bzw. Dichtwand durch fortschreitende Erosion dar. Von Vorteil ist es jedoch, dass Fehlstellen dieser Art sofort erkannt werden und Gegen- bzw. Sanierungsmaßnahmen durchgeführt werden können. Im Gegensatz dazu stehen Fehlstellen, die schleichend aufgeweitet werden. Diese gehen mit über die Zeit nur sehr langsam ansteigenden Wassermengen einher. Der Sanierungsbedarf wird häufig erst nach dem Abschluss der Baumaßnahme deutlich. Außerdem ist es sehr schwer und kostenintensiv, die Fehlstellen zu orten und zu sanieren. Diese Art von Fehlstelle ist besonders für die Dauerhaftigkeit einer Dichtwand von Bedeutung.

5 Dichtwandmassen für die eigenen Untersuchungen

5.1 Allgemeines

Für die Untersuchungen im Rahmen dieser Arbeit wird eine feststoffarme Dichtwandmischung mit gleichbleibenden Bestandteilen verwendet. Hierdurch kann sichergestellt werden, dass die Ergebnisse nicht durch Randparameter, die sich aus Wechselwirkungen der einzelnen Bestandteile ergeben, beeinflusst werden. Des Weiteren können Einflüsse, die auf der gezielten Änderung nur eines Randparameters beruhen, durch eine höhere Anzahl an Versuchen statistisch besser beurteilt werden. Um die Zahl der Variablen gering zu halten, wird auf eine Anreicherung der Proben mit Sand und auf die Zugabe von Verflüssigern oder chemischen Additiven ebenso verzichtet wie auf die Verwendung von Fertigmischungen. Inwieweit die Ergebnisse für andere Mischungsverhältnisse ebenfalls zutreffen, muss für das jeweilige Mischungsverhältnis individuell beurteilt werden.

Die Entscheidungskriterien für die verwendete Masse sind in Abhängigkeit von ihrer Wichtung im Folgenden aufgeführt:

1. Verfügbarkeit der verwendeten Materialien in nahezu gleicher Qualität und Güte,
2. reproduzierbare Herstellung von einzelnen Probekörpern,
3. Masse soll die in der Literatur angegebenen Mindestanforderungen sowohl an die Frischsuspension als auch an die erhärtete Masse erfüllen, jedoch nicht deutlich überschreiten,
4. Vergleichbarkeit zu in der Praxis verwendeten Massen,
5. Einflüsse auf die untersuchten Versuchsrandbedingungen sollen möglichst groß sein und
6. Erfahrung aus früheren Untersuchungen, so dass bekannte Versuchseinflüsse minimiert werden können.

Bei der Wahl der Quell-, Misch- und Rührzeiten werden die Erfahrungen aus früheren Untersuchungen berücksichtigt und für alle Versuche konstant gewählt. Somit können durch die Aufbereitung bedingte Versuchsstreuungen der einzelnen Versuchsreihen minimiert werden.

5.2 Verwendete Inhaltsstoffe

Die für die Versuche ausgewählte Einphasen-Dichtwandmasse besteht aus Bentonit, Zement und Wasser. Für das verwendete Mischungsverhältnis (Bild 11) liegen bereits Erfahrungen aus früheren Untersuchungen und Forschungsvorhaben vor. Bei den verwendeten Bestandteilen der Dichtwandmasse handelt es sich um handelsübliche und im Dichtwandbau erprobte Grundmaterialien.

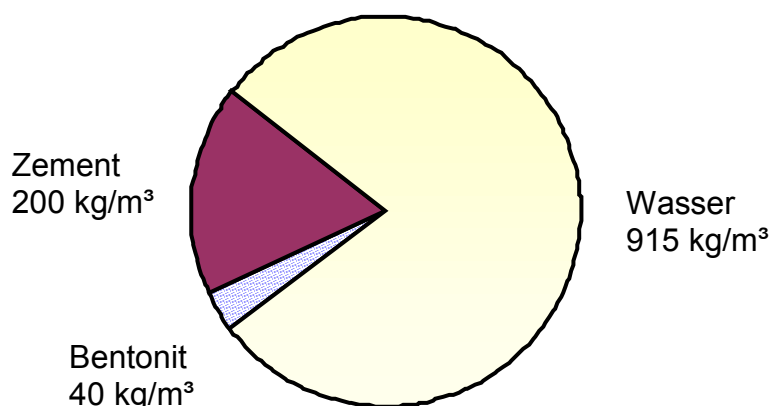


Bild 11: Mischungsverhältnis der verwendeten Dichtwandmasse

Für die Untersuchungen werden zwei verschiedene Bentonite verwendet. In den ersten Versuchsreihen kommt zunächst ein „Tixoton MMC“ und für die weiteren Versuchsreihen das Nachfolgeprodukt „Tixoton TP“ der Firma SÜDCHEMIE AG, Moosburg, zum Einsatz. Beide Bentonite sind aktivierte Calciumbentonite. Sie ähneln in ihren Eigenschaften eher einem Natriumbentonit als einem Calciumbentonit und sind durch kurze Quellzeiten leicht zu verarbeiten. Nach Herstellerangaben bestehen die Bentonite aus mediterranen Rohtonen, die auf die rheologischen Eigenschaften des Spezialtiefbaus abgestimmt sind. Als zementstabile Bentonite sind sie im Vergleich zu nichtzementstabilen Bentoniten unempfindlicher gegen Elektrolytangriff, der bei der Herstellung der Dichtwandmasse als Folge der Zementbeimischung eintritt.

Gemäß den Herstellerangaben setzt sich die Mineralogie des Tixoton MMC aus ca. 58 % Montmorillonit, 1 - 2 % Quarz, 8 - 9 % Calcit, 2 - 3 % Dolomit und ca. 12 % Calciumcarbonat zusammen. Differierend zum Tixoton MMC werden für den Tixoton TP 9 % Calcit, 1 % Quarz und 7 % Dolomit angegeben. Die durchschnittliche chemische Zusammensetzung des Bentonits Tixoton TP wird von der SÜDCHEMIE AG folgendermaßen angegeben: 48,9 % SiO_2 , 15,3 % Al_2O_3 , 5,2 % Fe_2O_3 , 8,1 % CaO , 4,5 % MgO , 3,1 % Na_2O und 0,9 % K_2O .

Da die Rohmaterialien der Bentonite einer natürlichen Schwankungsbreite (bis zu $\pm 20\%$) unterliegen, sollten für eine Untersuchungsserie zur Minimierung der Ergebnisstreuungen möglichst Bentonite aus einer Anlieferung verwendet werden. Dem widerspricht jedoch eine lange Lagerzeit der Bentonite im Labor. Aktivierte Bentonite weisen nur eine begrenzte Haltbarkeit auf, wobei lange Lagerungszeiten zur Deaktivierung führen können. Im Rahmen dieser Arbeit werden Bentonite aus vier Lieferungen verwendet. Die Bentonite werden sofort nach Anlieferung in diffusionsdichten Kunststoffbeuteln eingeschweißt und maximal 6 Monate gelagert.

Als hydraulisches Bindemittel wird ein Hochofenzement CEM III/B 32,5 NW (HOZ 35 L NW HS NA) der TEUTONIA ZEMENTWERK AG, Hannover, verwendet. Zemente dieser Bezeichnung weisen nach 28 Tagen eine Mindestdruckfestigkeit von 32,5 MPa auf. Weitere Eigenschaften dieser Zemente sind eine langsame Anfangserhärtung, ein hoher Sulfatwiderstand, eine niedrige Hydrationswärme und ein niedriger wirksamer Alkaligehalt. Nach einer im Auftrag des Zementwerkes durchgeführten chemischen Analyse (1999) sind die wesentlichen chemischen Bestand-

teile des Zementes Kieselsäure (SiO_2) mit einem Anteil von ca. 30 %, Tonerde (Al_2O_3 , ca. 10 %), Kalk (CaO , Gesamtkalk ca. 47 %), Magnesiumoxid (MgO , ca. 6,5 %) und Sulfat (SO_3 , ca. 3,2 %). Der Zement wird ebenfalls in diffusionsdichten Kunststoffbeuteln gelagert, wobei die Lagerungszeit auf maximal zwei Monate begrenzt wird.

Als Anmachwasser wird Braunschweiger Leitungswasser verwendet. Eine Analyse des Wassers nach DIN 4030 T. 1 von den Braunschweiger Stadtwerken (01.01.2001) ergab folgende mittlere maßgebende Kenngrößen:

- Wasserhärte: 3,5 dH,
- Leitfähigkeit: 148 $\mu\text{S}/\text{cm}$,
- pH-Wert: 8,0 – 9,1 und
- keine beton- oder zementsteinangreifenden Inhaltsstoffe.

5.3 Herstellvorgang

Die Herstellung einer Bentonit-Zement-Suspension gliedert sich in einen äußeren und einen inneren Vorgang. Beim äußeren Vorgang, der als Dispergieren bezeichnet wird, werden Bentonit und Wasser chargenweise mit Hilfe hochtouriger Mischwerkzeuge gemischt. Der innere zeitabhängige Vorgang bezeichnet das Quellen, wobei hierbei die reine Bentonitsuspension in Quellbehältern zwischengelagert wird. Nach Abschluss des Quellvorganges erfolgt die Zugabe des Zementes und eventuell mineralischer Füllstoffe unter Rühren.

In Abhängigkeit von der benötigten Chargengröße wird die Bentonit-Zement-Suspension in zwei Schritten mit verschiedenen Labormischern aufgeschlossen. Bei großen Chargen wird entsprechend der GDA-Empfehlungen (DGGT, 1997) ein Turbomischer und ein mehrflügeliger Turbopropeller verwendet. Bei kleinen Chargen (< 4 l), die für die Erosionszellenversuche (s. Kap. 8) benötigt werden, kommt als Dispergiergerät ein IKA Ultra-Turrax T 50 zum Einsatz. Zu Beginn der Hauptuntersuchungen werden die Mischenergien bzw. Rührzeiten so an die Chargengrößen angepasst, dass sowohl die Frischsuspensionskennwerte als auch die einaxialen Druckfestigkeiten nach 28 Tagen für alle Anmischungen übereinstimmen. Somit können aus den Herstellverfahren bedingte Streuungen auf die Untersuchungsergebnisse ausgeschlossen werden.

Die Herstellung der Dichtwandmassenproben gliedert sich in die folgenden Arbeitsschritte:

1. Temperieren des Anmachwassers,
2. Einrühren des Bentonits in Wasser, 10 min dispergieren bei 2.800 U/min mit einem Turbo-Mischer (\varnothing 10 cm) bzw. 5 min dispergieren bei 5.000 U/min mit dem Ultra-Turrax,
3. 30 min Aufquellen des Bentonits im Ruhezustand,
4. Einrühren des Zementes in die Bentonitsuspension, Aufschluss mit einem mehrflügeligen Turbopropeller, 5 min mischen bei 1.200 U/min bzw. 5 min mischen bei 5.000 U/min mit dem Ultra-Turrax,
5. Ermittlung der Suspensionskennwerte direkt nach Beendigung des Mischvorganges,
6. Einfüllen der Suspension in die Schalkkörper für die jeweiligen Untersuchungen,
7. Entlüften der Suspension zur Vermeidung von Lufteinschlüssen und
8. Lagerung der Probekörper unter Wasser bei der gewünschten Temperatur.

Nach dem Anmischen der Suspension und der Bestimmung der rheologischen Kennwerte wird die Suspension entweder in Schalkkörper oder die Erosionszelle gegossen. Die Schalkkörper bestehen aus Kunststoffrohren (\varnothing 10,3 cm) mit planparallelen Enden. Die Höhe der Schalkkörper wird in Abhängigkeit des jeweiligen Versuches zu $12,0 \text{ cm} \leq h_s \leq 24,0 \text{ cm}$ gewählt. Die Kunststoffrohre werden auf eine Kunststoffplatte mit einer ausgefrästen Nut aufgesetzt. Durch die Nut wird das Rohr fixiert und ein Ausfließen der Suspension verhindert. Nach einer Lagerungszeit von mindestens 3 Tagen können die Probekörper ausgeschalt und für die weiteren Versuche verwendet werden.

5.4 Suspensionskennwerte

Nach dem Anmischen der Suspension werden die rheologischen Eigenschaften überprüft. Neben den in Tabelle 2 aufgeführten Untersuchungen wird auch die Temperatur der Suspension ermittelt. Im Rahmen dieser Arbeit dienen die rheologischen Kennwerte zur Überprüfung des Mischungsverhältnisses sowie der eingesetzten Bestandteile. Werden bei der mit der Spülungswaage ermittelten Dichte größere Abweichungen als $\pm 0,005 \text{ g/cm}^3$ bzw. bei der mit dem Marshtrichter ermittelten Auslaufzeit größere Differenzen als $\pm 1 \text{ s}$ ermittelt, wird die Suspension verworfen und neu angemischt.

In Tabelle 2 sind die relevanten rheologischen Kennwerte der verwendeten Bentonit-Zement-Suspension, die Prüfmethode sowie die baurelevante Bedeutung der einzelnen Untersuchungen aufgeführt. Bei Bauvorhaben werden diese Untersuchungen im Rahmen einer Qualitätssicherung sowie bei Eignungsprüfungen durchgeführt.

Tabelle 2: Suspensionskennwerte der verwendeten Einphasen-Dichtwandmassen sowie deren baurelevante Bedeutung

Kennwert			Prüfmethode	Bedeutung
Dichte ρ_f	[t/m ³]	1,157	Spülungswaage	hydrostatischer Druck, Verdrängung durch Beton
Fließgrenze τ_f	[N/m ²]	52	Pendelgerät, Kugelharfe	Stützende Wirkung, Eindringverhalten
Auslaufzeit t_M	[s]	45	Marshtrichter	Verarbeitbarkeit, Eindringverhalten, Verdrängung durch Beton
Filtratwasserabgabe f	[cm ³]	72	Filterpresse	Stabilität, Eindringverhalten
pH-Wert	[-]	13,0	pH-Meter	Verunreinigung der Suspension
Leitfähigkeit LF	[mS/cm]	8,4	Konduktometer	Gehalt an gelösten Ionen
Absetzmaß a	[ml/24h]	4	Standzylinder	Stabilität, Entmischungsneigung

5.5 Struktur und Gefüge der erhärteten Dichtwandmasse

Die verwendete Dichtwandmasse besitzt einen W/Z-Wert von

$$W/Z = \frac{\text{Wasseranteil}}{\text{Zementanteil}} = \frac{915}{200} = 4,58 \text{ [-]}. \quad (\text{Gl. 2})$$

Unter Berücksichtigung der Ergebnisse von GEIL (GEIL, 1989, S. 46) ergibt sich für die verwendete Dichtwandmasse ein reduzierter Wasser-Zement-Wert von W_R/Z -Wert $\approx 3,3$.

Bei Ansatz der in der Betontechnologie verwendeten Berechnungsansätze für die Gesamt-, Gel- und Kapillarporosität (ROSTÁSY, 1983) werden die in Tabelle 3 aufgeführten Porositäten für die verwendete Dichtwandmasse ermittelt, wobei eine vollständige Hydratation vorausgesetzt wird. Zusätzlich sind in der Tabelle die mittleren Gel- und Kapillardurchmesser angegeben. Der Zement besitzt laut Prüfzeugnis des Herstellers eine spezifische Oberfläche von ca. 4.500 cm²/g. Entsprechend der Angaben von KEIL (1971) lässt sich hieraus die mittlere Korngröße zu 4 bis 5 µm abschätzen.

Tabelle 3: Porosität und mittlerer Porendurchmesser der verwendeten Dichtwandmasse

		W/Z = 4,58	W _R /Z = 3,30
Gesamtporosität	$P_{\text{ges}} = \frac{W/Z - 0,19}{W/Z + 0,32}$	89,6 %	85,9 %
Gelporosität	$P_{\text{Gel}} = \frac{0,21}{W/Z + 0,32}$	4,3 %	5,8 %
Kapillarporosität	$P_{\text{Kap}} = \frac{W/Z - 0,40}{W/Z + 0,32}$	85,3 %	80,1 %
Gelporendurchmesser	$d_{\text{Gelpore}} = \frac{1,5 \cdot d_{\text{Zementkorn}}}{1000}$	0,006 µm - 0,0075 µm	
Kapillarporendurchmesser	$d_{\text{Kap.pore}} \approx 1000 \cdot d_{\text{Gelpore}}$	6,0 µm - 7,5 µm	

Unabhängig vom angesetzten Wasser-Zement-Wert ist die Gesamtporosität der Dichtwandmasse mit einem Kapillarporenanteil von mehr als 80 % hoch. Die rechnerisch ermittelten Werte stimmen z. T. gut mit den Untersuchungen (Quecksilberdruckporosimetrie) von KAYSER (s. Kap. 3.2) überein.

Raster-Elektronenmikroskopie

Eine visuelle Überprüfung der in Tabelle 3 berechneten Werte für den Porendurchmesser erfolgt durch Aufnahmen mit dem Rasterelektronenmikroskop (REM). Auf den bisherigen REM-Aufnahmen von Dichtwandmassen (HERMANN, 1993; KAYSER, 1995) sind die einzelnen Tonmineralpartikel und Zementklinker zu erkennen. Die Porosität der Dichtwandmassen ist aus diesen Aufnahmen jedoch nicht ableitbar.

Im Gegensatz zu den früheren Untersuchungen erfolgt im Rahmen dieser Arbeit die Probenpräparation durch das Einbetten in Epoxidharz sowie durch Schleifen und Polieren der Probenoberfläche. Hierdurch können mit dem REM Aufnahmen in einer Ebene erstellt werden, auf denen die Anzahl und Verteilung der Poren zu erkennen ist.

Die REM-Aufnahmen werden am Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig (iBMB) erstellt. Im Vorfeld müssen die zu untersuchenden Proben präpariert werden. Nach der Lagerung der Proben im Trockenraum (Luftfeuchtigkeit: 50 %; Temperatur: 25 °C) bis zur Gewichtskonstanz werden die Probewürfel in ein Dilatometergefäß (Ø ≈ 1,5 cm) gegeben. Das Dilatometergefäß wird in einen Vakuum-Exsikkator gestellt und etwa 30 Minuten mit einem Unterdruck von 800 bis 900 Millibar entlüftet. Durch den Deckel des Exsikkators wird über einen Schlauch das Epoxidharz auf die Proben getropft, während der Unterdruck aufrecht erhalten bleibt. Die entlüfteten Proben können auf diese Weise langsam das Harz aufnehmen, bis sie an ihrer Oberfläche durchtränkt sind.

Nachdem die Probewürfel vollständig mit Epoxidharz bedeckt sind, wird der Vakuumbehälter wieder belüftet und der sich nach oben verjüngende Glasdeckel aufgesetzt.

Die Glasflasche wird in ein Druckporosimeter eingebaut. Die Proben werden anschließend 30 Minuten mit einem Druck von 350 bar beaufschlagt, bis annähernd alle Poren mit Harz durchtränkt sind. Im Anschluss werden die Proben so in einen Kunststoffbehälter ($\varnothing \approx 2,5$ cm) gelegt, dass mit dem REM die Ebene der Durchströmungsrichtung der Dichtwandmassen betrachtet werden kann. Der Kunststoffbehälter wird mit Epoxidharz aufgefüllt. Nach ca. 2 Tagen Erhärtung werden die Probewürfel aus den Kunststoffbehältern ausgebaut, abgeschliffen und poliert.

Da für die Untersuchung mit dem REM die elektrische Leitfähigkeit eine Grundvoraussetzung ist, werden die Proben zum Abschluss der Präparation in der Vakuumkammer des Bedampfungsgerätes CEA-010 der Firma Balzers Union mit Kohlenstoff bedampft. Im Anschluss werden sie auf einen drei Millimeter starken Messingprobenteller geklebt.

Für die Untersuchungen mit dem REM wird das am iBMB vorhandene Gerät JSM-840 A der Firma Jeol aus Tokyo / Japan verwendet. Mit dem Gerät können Vergrößerungen bis zu 300.000-fach erstellt werden. Dieses entspricht Untersuchungen im Nanometer-Bereich.

Die nicht hydratisierten Zementklinker der Dichtwandmasse sind auf den REM-Aufnahmen als hellgraue Bereiche zu erkennen. Die tiefschwarzen Bereiche kennzeichnen die mit Epoxidharz ausgefüllten Poren. Sowohl die Zementklinker als auch die Poren sind vom Zementgel-Bentonit-Gemisch (dunkelgrau) umschlossen (SCHÄLICHE, 2001).

Bild 12 zeigt die Porenstruktur einer undurchströmten Dichtwandmasse im Probenalter von 90 Tagen. Beim visuellen Vergleich wird die Größe des berechneten mittleren Kapillarporendurchmessers qualitativ bestätigt.

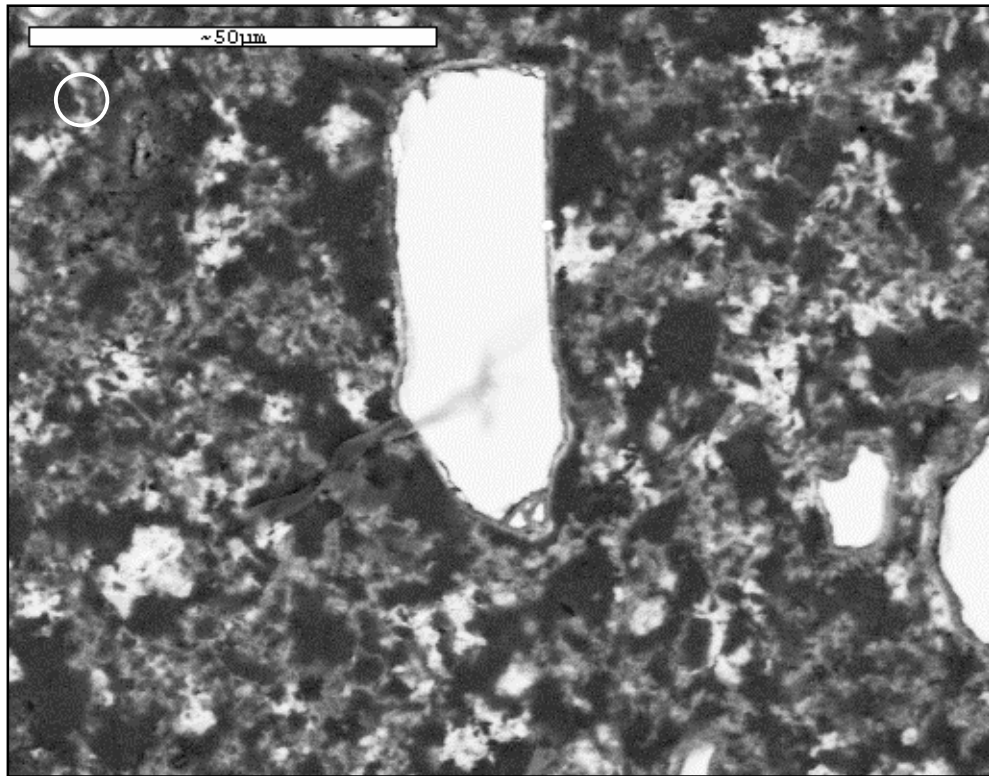


Bild 12: REM-Aufnahme, 90 Tage alte Probe, undurchströmt,
(weißer Kreis = mittlerer errechneter Kapillarporendurchmesser $d_{\text{Kap.pore}} = 6,75 \mu\text{m}$)

6 Ermittlung der Festigkeits- und Durchlässigkeitsentwicklung

6.1 Festigkeitsentwicklung von Dichtwandmassen

Die Festigkeit einer Dichtwandmasse respektive ihre Entwicklung stellt einen wichtigen Parameter bei der Herstellung von Dichtwänden dar. Solange sich die Bentonit-Zement-Suspension im flüssigen Aggregatzustand befindet, ist die Fließgrenze der Suspension die wesentliche Kenngröße für die Standsicherheit des offenen Schlitzes. Beim Übergang von der flüssigen zur festen Zustandsform wird die Scherfestigkeit der Dichtwandmasse zur Beurteilung des Anschneidens der jeweiligen Primärlamellen verwendet. Besitzt die Dichtwandmasse eine ausreichende (stichfeste) Festigkeit, so kann die Sekundärlamelle angeschlossen werden. Im abgebundenen Zustand wird die Druckfestigkeit u. a. zur Beurteilung der Erosionsstabilität und der statischen Eigenschaften einer Dichtwand herangezogen.

Der Erhärtungsverlauf von Dichtwandmassen wird im Wesentlichen durch das Probenalter und die Temperatur beeinflusst. Ein weiterer Aspekt, der einen deutlichen Einfluss auf die Erhärtung besitzt, ist die Umgebungsfeuchtigkeit. Ist diese zu gering oder fällt sogar weg, kommt es zu einem spröden Versagen der Dichtwandmasse durch Austrocknung.

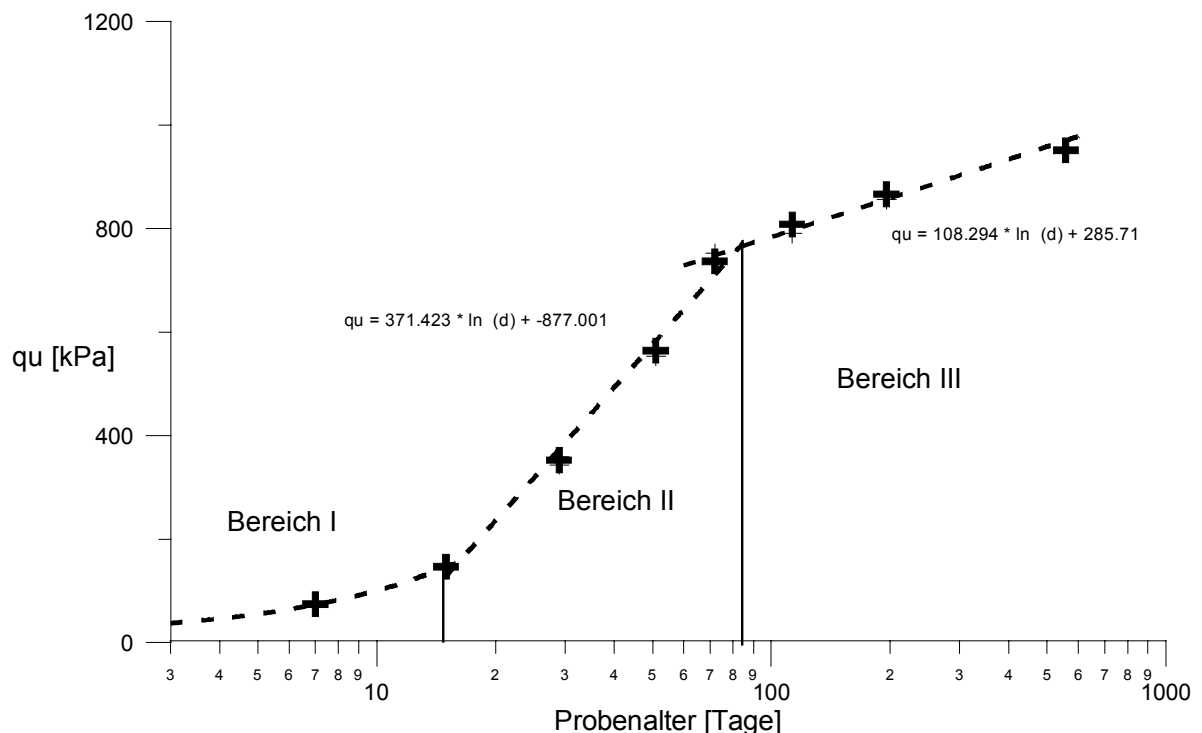


Bild 13: Festigkeitsentwicklung einer Natrium-Bentonit-Dichtwandmasse 40/200 (KAYSER, 1995)

Frühere Untersuchungen (u. a. MESECK 1987, KAYSER 1995) haben gezeigt, dass die Scher- und Druckfestigkeit einer Bentonit-Zement-Suspension mit Beginn der Hydratation im fortschreitenden Alter stetig weiter ansteigt. Die Endfestigkeit wird meistens erst nach Jahren erreicht. Einen wesentlichen Anteil der Endfestigkeit erreichen die Dichtwandmassen jedoch schon nach 28 Tagen, so dass die einaxiale Druckfestigkeit nach 28 Tagen als charakteristischer Festigkeitswert bezeichnet werden kann.

Der Erhärtungsverlauf einer Natrium-Bentonit-Dichtwandmasse (40/200) kann entsprechend Bild 13 im Probenalter zwischen 3 und 558 Tagen in drei Phasen unterteilt werden. Der größte Festigkeitszuwachs tritt bei „normalen Erhärtungsbedingungen“ im Probenalter zwischen 15 und 85 Tagen auf (KAYSER, 1995).

Die (Scher)festigkeit einer erhärtenden Bentonit-Zement-Suspension bzw. ihre Entwicklung kann auf verschiedene Arten bestimmt werden, wobei die einzelnen Verfahren jeweils einen Teilbereich des jeweiligen Erhärtungsstadiums abdecken.

Zu Beginn der Hydratation kann die Bentonit-Zement-Suspension als hochviskose Flüssigkeit bezeichnet werden, wobei die Scherspannung/Fließgrenze i. d. R. mit der Kugelharfe nach DIN V 4126-100 bestimmt wird. Die Kugelharfe liefert aber nur Wertebereiche für die Fließgrenze. Absolute Fließgrenzen von Suspensionen können mit dem Pendelgerät nach DIN V 4126-100 ermittelt werden. Des Weiteren kann mit dem Rotationsviskosimeter (auch als ViscoCorder-Ausführung) oder dem Fann-Viskosimeter die Fließgrenze bestimmt werden. Aufgrund der einsetzenden Hydratation des Zementes geht die Dichtwandmasse jedoch immer weiter in einen festen Zustand über, so dass die Bestimmung der Festigkeit mit diesen Geräten nicht mehr möglich ist.

Weisen die selbsterhärtenden Suspensionen bereits eine gewisse Festigkeit auf, kann die Scherfestigkeit mit der Laborflügelsonde, dem Fallkegel (Eindringwiderstand) oder dem Penetrometer ermittelt werden. Bei ausgehärteten Dichtwandmassen wird die Festigkeit oder Scherfestigkeit anhand von einaxialen Druckversuchen, direkten Scherversuchen oder Triaxialversuchen bestimmt.

Im Folgenden werden die Ergebnisse einer Literaturrecherche zum Festigkeitsverhalten von Dichtwandmassen speziell von Laborflügelsondierungen und einaxialen Druckversuchen aufgeführt. Diese werden durch eigene Versuche ergänzt. Zum Abschluss werden Empfehlungen für die Durchführung der einzelnen Versuche gegeben. Diese werden bei allen weiteren Untersuchungen dieser Arbeit berücksichtigt. Aufgrund der hohen Reproduzierbarkeit der erzielten Versuchsergebnisse sollten die Empfehlungen auch bei anderen Untersuchungen (z. B. Forschungsarbeiten oder Versuche zur Qualitätssicherung) beachtet werden, um eine Vergleichbarkeit zwischen den ermittelten Versuchsergebnissen zu erzielen. Verschiedenartige Interpretationen der Versuchsergebnisse können somit vermieden werden.

Im Rahmen dieser Arbeit werden die Kennwerte des einaxialen Druckversuches als Referenzgrößen verwendet. Soweit möglich, sollen zum einen die Einflüsse von verschiedenen Randbedingungen auf die Festigkeitsentwicklung (Hydratation) von Dichtwandmassen quantitativ aufgezeigt werden, zum anderen sollen Zusammenhänge zwischen den Kennwerten des einaxialen Druckversuches und den übrigen Untersuchungsergebnissen gefunden werden.

6.2 Einaxialer Druckversuch

6.2.1 Allgemeines

Der einaxiale Druckversuch dient zur Bestimmung der einaxialen Druckfestigkeit von kohäsiven Böden bei unbehinderter Seitendehnung und konstanter Stauchungsgeschwindigkeit. Neben der einaxialen Druckfestigkeit können die Parameter Elastizitätsmodul (Modul des einaxialen Druckversuchs) und Bruchstauchung ermittelt werden.

Der einaxiale Druckversuch ist der in der Dichtwandtechnologie bei Untersuchungen zum Erstarrungs- und Erhärtungsverhalten weitverbreiteste Versuch. Sowohl in früheren Forschungsarbeiten als auch zur Qualitätssicherung bei der Erstellung von Dichtwänden wird er angewendet. Zudem hat die einaxiale Druckfestigkeit einen entscheidenden Einfluss auf die Erosionssicherheit und damit auch auf die Dauerhaftigkeit einer Dichtwand (s. Kap. 4). Die Versuchsdurchführung zur Bestimmung der einaxialen Druckfestigkeit ist in DIN 18 136 (1996) für Böden genormt.

Im Weiteren werden zunächst die aus früheren Arbeiten bekannten Einflüsse auf die einaxiale Druckfestigkeit einer Dichtwandmasse aufgeführt und durch eigene Untersuchungen ergänzt. Abschließend werden die Versuchsrandbedingungen für die weiteren Untersuchungen festgelegt, so dass eine hohe Repräsentativität und Genauigkeit bei den Ergebnissen erzielt werden können.

6.2.2 Einflussfaktoren auf die Größe der einaxialen Druckfestigkeit

I. d. R. wird die einaxiale Druckfestigkeit an zylindrischen Proben, die ein Alter von 28 Tagen aufweisen und bei ca. 20 °C unter Wasser gelagert werden, ermittelt. Bei früheren Untersuchungen wurden die Einflüsse auf die Festigkeitsentwicklung einer Dichtwandmasse mittels des einaxialen Druckversuches bereits häufig untersucht (u. a. MESECK, 1987; HEITFELD, 1989; KAYSER, 1995). In Tabelle 4 sind die wesentlichen Parameter aufgeführt, die die einaxiale Druckfestigkeit einer Dichtwandmasse beeinflussen. Die Parameter lassen sich 4 Obergruppen zuordnen. Hierzu gehören die Ausgangskomponenten (z. B. Mischungsverhältnis), die Art der Aufbereitung der Suspension, die Lagerungsbedingungen der Probekörper und die Versuchsdurchführung beim einaxialen Druckversuch. Zusätzlich ist in Tabelle 4 angegeben, inwieweit die einzelnen Parameter die einaxiale Druckfestigkeit beeinflussen, wobei widersprüchliche Aussagen verschiedener Autoren berücksichtigt werden.

Tabelle 4: Einflussfaktoren auf die einaxiale Druckfestigkeit

Einflussfaktoren	einaxiale Druckfestigkeit		
	höher	gleich	kleiner
Ausgangskomponenten			
Zementsorte (HOZ anstatt PZ)	X		
höherer Zementanteil	X		
höherer Hüttensandanteil	X		
höhere Mahlfeinheit Zement	X		
Bentonitsorte	X	X	X
Bentonitanteil je m ³ Suspension		X	
Beimengungen (z. B. Sand, Kies)	X		
längere Lagerungsdauer (Alter: Komponenten)			X
Aufbereitung			
längere Rührdauer		X (HOZ)	X (PZ)
gute Homogenisierung während des Mischens	X		
größere Flügelgröße bei der Aufbereitung	X		
höhere Rührgeschwindigkeit / Mischenergie	X		X
längere Ruhephase (beim Rührversuch)			X
Lagerung			
höheres Probenalter	X		
Lagerungsbedingungen (z. B. unter Wasser)	X	X	X
größere Schalkkörperhöhe	X		
Durchströmung während des Abbindens		X	X
höhere Lagerungstemperaturen	X		
Druckbeaufschlagung während der Hydratation		X	
Versuchsdurchführung			
schlankere Probekörper			X
höhere Belastungsgeschwindigkeiten	X		

HOZ: Hochofenzement; PZ: Portlandzement

6.2.3 Versuchsdurchführung und -auswertung

Die Probekörper werden entsprechend Kapitel 5.3 hergestellt, wobei zur Ermittlung der einaxialen Druckfestigkeit hauptsächlich Schalkkörper mit den Abmessungen $d_s = 10,3 \text{ cm}$ und $h_s = 12,5 \text{ cm}$ bzw. $h_s = 24,0 \text{ cm}$ verwendet werden. Bis zum Prüftermin werden die Proben unter Wasser gelagert.

Am jeweiligen Prüftermin werden die Schalkkörper aus dem Wasserbad entnommen und die Fußplatte vom Schalkkörper entfernt. Mit Hilfe einer hydraulischen Presse wird der obere Teil der Probe soweit aus dem Zylinder herausgedrückt, dass sich

noch ein Probekörper mit der gewünschten Höhe im Schalkkörper befindet, wobei zusätzlich berücksichtigt wird, dass der gestörte Bereich (Schmierschicht) vollständig entfernt wird. Beim Ablängen des Probekörpers wird der Schalkkörper als Lehre verwendet. Anschließend wird der zylindrische Probekörper mit planparallelen Endflächen vollständig aus dem Schalkkörper herausgedrückt.

Vor dem Versuch wird zunächst die Dichte des Probekörpers nach DIN 18 125 bestimmt. Nach dem Versuch wird an der gesamten Probe der Wassergehalt durch Ofentrocknung (DIN 18 121) bei 105 °C ermittelt und im Anschluss die Trockendichte berechnet. Die einaxialen Druckversuche werden mit einer „Universalprüfmaschine 1475“ der Firma ZWICK-Materialprüfung, Ulm, durchgeführt. Die Prüfpresse ist mit einer eigenständig arbeitenden Prozessor-Einheit und mit zwei Kraftmessdosen der Firma Hottinger Baldwin Messtechnik ausgestattet. Eine Kraftmessdose besitzt einen Lastbereich von 0,04 – 10 kN bei einer Genauigkeit von 20 N, die andere einen Lastbereich von 0,4 – 100 kN bei einer Messgenauigkeit von $\pm 0,1$ % des Maximalwertes. Unter Berücksichtigung der Querschnittsfläche der Proben wird bei der Ermittlung der Spannungen eine Genauigkeit von 12 kN/m² erreicht. Die Prüfpresse ist mit einem PC verbunden, der den Versuch steuert und die Messwerte in Speicherintervallen von 1/50 mm erfasst. Der Vorschub erfolgt mit einem transistor-gesteuerten 4-Quadranten-Antrieb. Während des Versuches werden Kraft, Versuchsdauer und Traversenweg aufgezeichnet und mit diesen die übrigen Kennwerte ermittelt. Die obere Druckplatte ist mit einem Kugelgelenk ausgebildet, so dass eventuelle Abweichungen in der Endflächenparallelität des Probekörpers ausgeglichen werden können. Bei langsamen Prüfgeschwindigkeiten wird der Probekörper mit einem feuchten Tuch gegen Austrocknung geschützt.

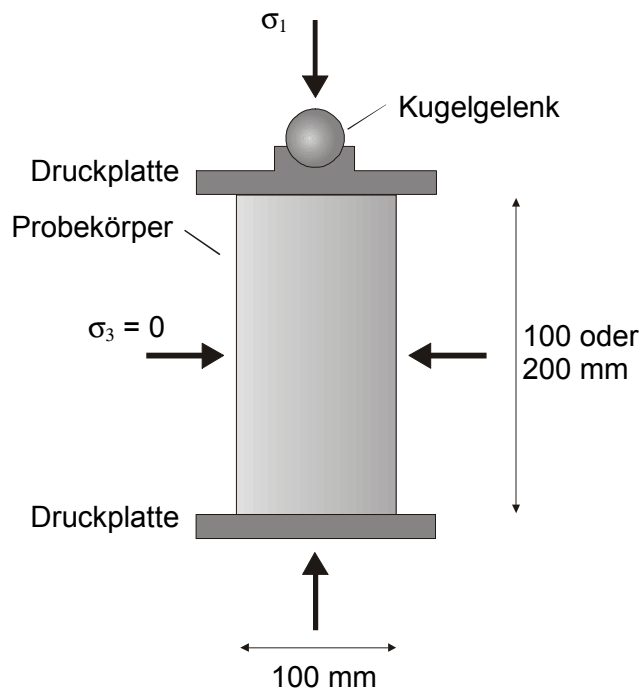


Bild 14: Belastung beim einaxialen Druckversuch

Die einaxialen Druckversuche werden in Anlehnung an DIN 18 136 „Bestimmung der einaxialen Druckfestigkeit“ mit konstanter Stauchungsgeschwindigkeit von $v = 0,2 \%$ der Probenaushöhe je Minute durchgeführt.

Bild 15 zeigt ein Druck-Stauchungsdiagramm und die daraus bestimmbaren Größen (Druckfestigkeit/Bruchspannung, Elastizitätsmodul und Bruchstauchung).

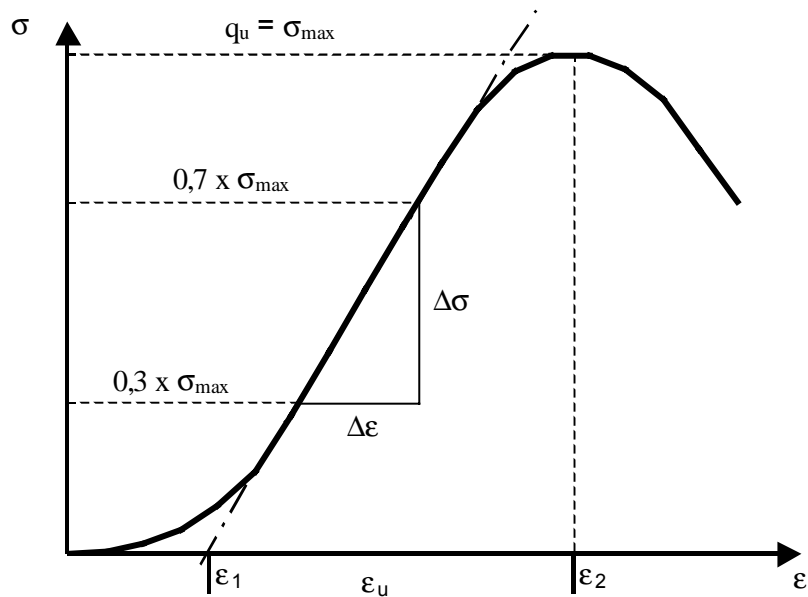


Bild 15: Versuchsauswertung des einaxialen Druckversuchs im $\sigma - \epsilon$ - Diagramm

Wichtigster Kennwert ist die Bruchspannung bzw. einaxiale Druckfestigkeit q_u , die nach DIN 18 136 als der Höchstwert der einaxialen Druckspannung σ_{\max} definiert ist. Beim Erreichen der einaxialen Druckfestigkeit treten vertikale Risse auf, die mit dem Bruch der Probe verbunden sind.

Aus der Form der Spannungs-Dehnungslinie ist zu erkennen, dass Dichtwandmassen keine ideal-elastische Stoffe sind, bei denen das Hooke'sche Gesetz $E = \sigma/\epsilon$ streng angewendet werden kann. In dem Bereich der Gebrauchsspannung lässt sich jedoch ein elastisches Verhalten erkennen. Die Kurve zeigt einen linearen Verlauf und die Stauchung steigt proportional mit der Spannung an. In diesem Bereich kann die Kurve durch eine Tangentensteigung angenähert werden. Die Tangentensteigung der σ - ϵ -Kurve zwischen 30 % ($\epsilon_{30\%}$) und 70 % ($\epsilon_{70\%}$) der Bruchspannung wird als Elastizitätsmodul E bezeichnet. Hierbei wird vorausgesetzt, dass unterhalb von $0,7 \cdot q_u$ keine plastische Rissverformung z. B. infolge Mikrorissbildung auftritt.

$$E = \frac{\Delta\sigma}{\Delta\epsilon} = \frac{0,7 \cdot q_u - 0,3 \cdot q_u}{\epsilon_{70\%} - \epsilon_{30\%}} = \tan\alpha \quad [\text{N/mm}^2] \quad (\text{Gl. 3})$$

Der Elastizitätsmodul als physikalischer Begriff beschreibt die Kraftreflexion eines starren Körpers bzw. Baustoffes. Starre Baustoffe weisen einen hohen Elastizitätsmodul auf, wohingegen mit sinkendem Elastizitätsmodul der Baustoff plastischer und unempfindlicher gegen Risse wird. Im Vergleich zu Betonen, die Elastizitätsmoduln zwischen 22.000 und 39.000 N/mm² (SCHNEIDER, 1990) aufweisen, besitzen Dichtwandmassen nur geringe Elastizitätsmoduln. In Abhängigkeit von verschiedenen Parametern (s. Tabelle 4) werden Elastizitätsmoduln in der Größenordnung von 5 bis über 500 N/mm² erreicht, wobei besonders das Probenalter und das Mischungsverhältnis eine entscheidende Rolle spielen. Aus der Größenordnung der Elastizitätsmoduln wird bereits ersichtlich, dass es sich bei Dichtwandmassen im Gegensatz zu Beton um einen sehr viel plastischeren Baustoff handelt, der z. T. auch Bodenbewegungen ohne die Zerstörung seiner Struktur und somit annähernd rissfrei aufnehmen kann. Außerdem wird den Dichtwandmassen ein sogenanntes Selbstheilungsvermögen zugesprochen, d. h. wenn ein Riss aufgetreten ist, schließt sich dieser durch die fortschreitende Hydratation des Zementes bzw. weiteres Quellen des Bentonites wieder (s. Kap. 4.5.2).

Die Differenz zwischen der bei Erreichen der Bruchspannung zugehörigen Stauchung (ε_2) und dem mit Hilfe des Elastizitätsmoduls idealisierten Verformungsnulldpunkt (ε_1) wird als Bruchstauchung ε_u bezeichnet (s. Bild 15).

Bei den Untersuchungen zeigt sich, dass der Elastizitätsmodul vergleichbar zur einaxialen Druckfestigkeit mit dem Probenalter (Reifegrad) ansteigt, wohingegen die Bruchstauchung mit steigenden Festigkeiten abnimmt.

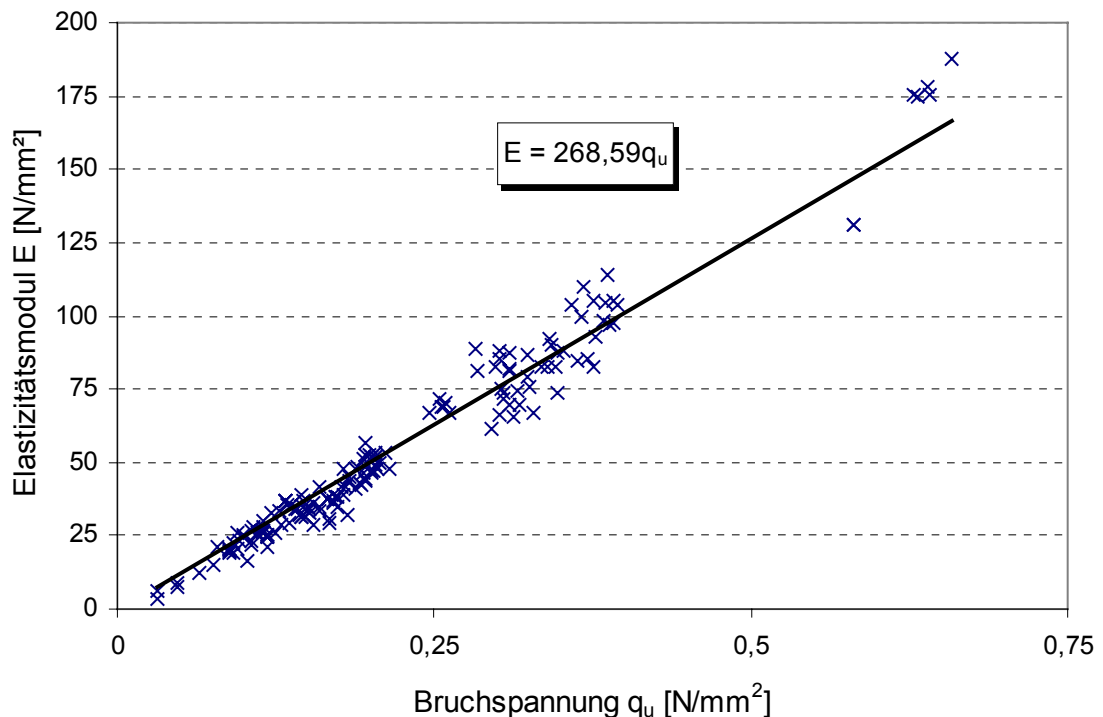


Bild 16: Bezug zwischen Elastizitätsmodul und einaxialer Druckfestigkeit

In Bild 16 sind die Elastizitätsmoduln in Abhängigkeit von der einaxialen Druckfestigkeit aus 160 Versuchen unter isothermen Lagerungsbedingungen grafisch aufgetragen. Aus der eingezeichneten Regressionsgeraden, die ein Bestimmtheitsmaß von $R^2 \approx 96\%$ aufweist, kann auf einen linearen Zusammenhang zwischen der einaxialen Druckfestigkeit und der Elastizitätsmoduln im untersuchten Festigkeitsbereich geschlossen werden. Der Elastizitätsmodul der Dichtwandmasse entwickelt sich wesentlich schneller als die Druckfestigkeit, da seine Größe stärker durch den zeitlich unveränderlichen Elastizitätsmodul des Zuschlags (Bentonits) bestimmt wird.

6.2.4 Untersuchungen zur Schlankheit der Probekörper

MESECK (1987) wies eine Beeinflussung der einaxialen Druckfestigkeit von der Prüfkörperschlankheit nach. Bei gedrungenen Proben ($h/d < 1$) herrscht aufgrund der Endflächenreibung (Querdehnungsbehinderung) ein mehraxialer Spannungszustand, der sich bei steigender Schlankheit zunehmend einem einaxialen annähert. Aus diesem Grund besitzen gedrungene Probekörper eine höhere Festigkeit als schlanke.

Bedingt durch Randbedingungen aus den Durchströmungsversuchen müssen einaxiale Druckfestigkeiten an Probekörpern mit unterschiedlichen Schlankheiten ermittelt werden. Um den Einfluss der Schlankheit zu minimieren, wird im Vorfeld die bezogene Druckfestigkeit in Abhängigkeit von der Probenschlankheit (Bild 17) bestimmt. Probekörper mit einer Schlankheit von $h/d = 2$ besitzen nur ca. 93 % der einaxialen Druckfestigkeit von Prüfkörper, die eine Schlankheit von $h/d = 1$ aufweisen.

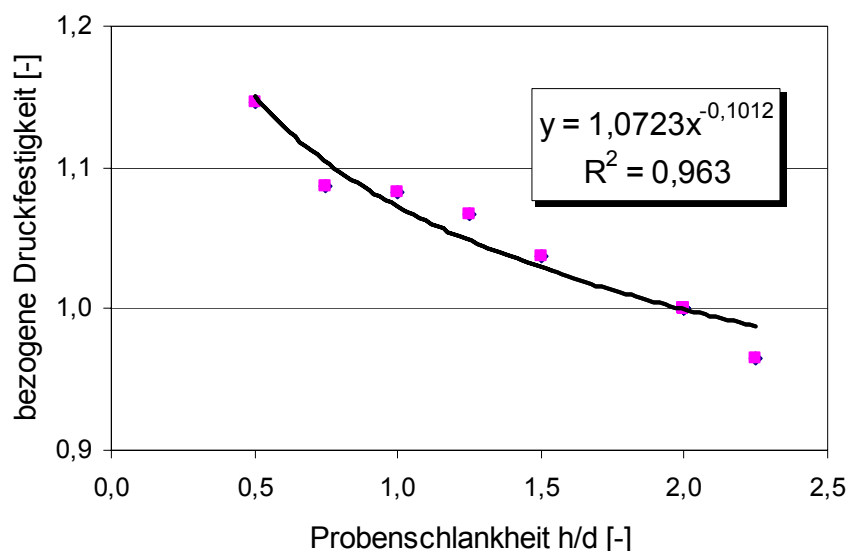


Bild 17: Einfluss der Probenschlankheit auf die bezogene einaxiale Druckfestigkeit

Für die weiteren Untersuchungen werden zur Vergleichbarkeit der Ergebnisse der einaxialen Druckversuche alle ermittelten Druckfestigkeitswerte mit der in Bild 17 angegebenen Funktion auf eine Probenschlankheit von $h/d = 2$ umgerechnet. Dieses Verhältnis wird gewählt, da hierbei von einem einaxialen Spannungszustand in Probenmitte ausgegangen werden kann.

6.2.5 Empfehlungen zur Durchführung von einaxialen Druckversuchen

Die Literaturrecherche und die eigenen einaxialen Druckversuche zeigen, dass auch bei gleicher Herstellung und Versuchsdurchführung die Versuchsergebnisse nicht identisch sind sondern streuen. Um die Varianz der Versuchsergebnisse gering zu halten, werden im Anschluss Empfehlungen für die Durchführung von einaxialen Druckversuchen an Dichtwandmassen gegeben. Abweichungen von den Versuchsrandbedingungen werden in den jeweiligen Kapiteln aufgeführt.

Empfehlungen

- Identische Herstellung der Probekörper (u. a. gleiches Mischungsverhältnis, gleiche Aufbereitung, planparallele Endflächen)
- Verwendung von Schalkörper mit identischem Füllungsgrad, wobei die Schalkörper mindestens 20 % größer sind als die Probekörper
- Entlüften der Probekörper z. B. mit einem Schneebesen
- Dauerhafte Lagerung der Probekörper unter Wasser bei ca. 20 °C und sonst gleichen Bedingungen
- Erschütterungsfreie Lagerung
- Nur Verwendung von homogenen Probekörpern (ohne Schmierschicht)
- Schutz der Proben vor Austrocknung während der Versuchsdurchführung
- Bewegliche Lagerung des Druckstempels
- Aufnahme der Messwerte in kleinen Speicherintervallen $\leq 1/10$ mm.
- Wahl der Abschergeschwindigkeit zu $v \leq 1$ % (i. d. R. $v = 0,2$ %) der Ausgangsprobenhöhe je Minute
- Schlankheit der Probekörper $h/d \approx 2$, minimale Schlankheit $h/d = 1$
- Umrechnung der ermittelten Bruchspannungen mit der in Bild 17 angegebenen Funktion auf eine Bruchspannung bei einer Schlankheit von $h/d = 2$
- Mindestens drei Teilversuche mit denselben Randbedingungen bei Angabe eines Ergebnisses
- Aufnahme der Bruchfigur und Bestimmung der Dichte nach dem Versuch, um ggf. Ausreißer erkennen zu können

6.3 Laborflügelsondierung

6.3.1 Allgemeines

Die „Stichfestigkeit“ einer Dichtwandmasse wird beim Übergang vom gelartigen zum festen Aggregatzustand erreicht, wobei sie eher dem festen Aggregatzustand zuzuordnen ist. Der Begriff „Stichfestigkeit“ beschreibt den Hydratationszustand einer Dichtwandmasse, ab dem eine Sekundärlamelle an die Primärlamelle angeschlossen werden kann, ohne dass die „halbfeste“ Dichtwandmasse der Primärlamelle in die Sekundärlamelle abgleitet. Um die Stichfestigkeit festlegen zu können, ist die Kenntnis der Festigkeitsentwicklung der Dichtwandmasse relevant. Kann der Zeitpunkt des frühestmöglichen Anschnitts genau definiert werden, so sind hiermit Kosteneinsparungen beim Bau der gesamten Dichtwand verbunden, weil sich u. a. die noch weiche Masse beim Greifern leichter Lösen lässt und dadurch mit einem schnelleren Baufortschritt einhergeht. Zusätzlich wird die frische Dichtwandsuspension mit einer noch weiter hydratisierenden Dichtwandmasse besser zusammenwachsen, so dass eine durchgehend fugenlose Wand erstellt werden kann.

Für die Festlegung des Grenzwertes der Stichfestigkeit ist nicht nur die Festigkeitsentwicklung unter Laborbedingungen maßgebend, sondern es müssen auch weitere Randbedingungen (s. Kap. 4) berücksichtigt werden. Grundsätzlich bietet es sich an, dass bei der Beprobung eines Probekastens zeitgleich die Entwicklung der Frühfestigkeit unter Berücksichtigung der Umgebungsbedingungen untersucht wird. Dabei sollten die Proben erst nach Beendigung der Schlitzarbeiten entnommen werden, um auch den Einfluss aus den Bewegungen des Greifers und somit der Störung der Hydratation erfassen zu können. Des Weiteren sollten die Proben im Labor unter Grundwassertemperatur gelagert werden.

Um die Stichfestigkeit nicht nur qualitativ, sondern auch quantitativ erfassen und beschreiben zu können, bietet sich die Laborflügelsondierung an. Bei Festlegung von möglichst einfachen Versuchsrandbedingungen können Laborflügelsondierungen auch auf Baustellen verwendet werden.

Für die Laborflügelsondierung liegt in Deutschland bislang noch keine Norm vor. Hierdurch tritt zum einen die Problematik der sinnvollen Wahl der Versuchsrandbedingungen für jeden Versuch neu auf. Zum anderen ist eine Vergleichbarkeit der Ergebnisse verschiedener Laborflügelsondierungen ohne vorherige Abstimmung bzgl. Durchführung und Auswertung der Versuche nicht gegeben und Missverständnisse bei der Interpretation der Ergebnisse können die Folge sein. Im Rahmen dieser Arbeit werden Untersuchungsreihen zur Laborflügelsondierung an Dichtwandmassen durchgeführt, anhand derer Empfehlungen zur Durchführung von Laborflügelsondierungen an Dichtwandmassen gegeben werden.

6.3.2 Versuchsdurchführung

Mit der Laborflügelsondierung wird der Widerstand eines Mediums gegen Abscheren gemessen. Hierfür wird ein Messflügel senkrecht in das zu untersuchende Medium eingebracht und mit einer konstanten Geschwindigkeit gedreht. Im Gegensatz zum einaxialen Druckversuch, bei dem sich die Scherfuge frei ausbilden kann, wird bei der Flügelsondierung durch die Rotation der Flügel eine eindeutige Scherfuge vorgegeben. Hierbei entsteht ein zylindrischer Bruchkörper. Während des Versuches wird das horizontale Drehmoment gemessen, das für das Abscheren des zu den Flügeln rotationssymmetrischen Scherkörpers benötigt wird. Der jeweilige Drehwinkel wird erfasst.

Bei der Ermittlung der Scherfestigkeit aus den Versuchsparametern ist die Kenntnis der Spannungsverteilung im untersuchten Element während der Versuchsdurchführung von Bedeutung. Im Rahmen verschiedener Untersuchungsreihen mit Feldflügelsondierungen (z. B. SILVESTRI und AUBERTIN 1988, MENZIES und MERRIFIELD 1980) wurden verschiedenartige Schubspannungsverteilungen an der Oberfläche des jeweiligen Bruchzylinders näher erforscht. Die Ergebnisse zeigen, dass für die Mantelfläche vereinfachend eine konstante rechteckige und für die Stirnflächen des Bruchkörpers eine rechteckige oder dreieckige Spannungsverteilung angesetzt werden kann. Aus weitergehenden Untersuchungen von SCHRÖDER und SCHULZ (1999) wird ersichtlich, dass bei der Annahme einer rechteckigen Spannungsverteilung an der unteren Stirnfläche die Schubspannung an der oberen Stirnfläche zu Null gesetzt werden muss. Dieses beruht auf der Annahme, dass auch bei den relativ kleinen Verschiebungen im Bereich der Zylindermitte die volle Scherfestigkeit aktiviert werden kann und dass an der oberen Stirnseite durch die Störung des Bodens bzw. der Dichtwandmasse während des Einbringens der Sonde keine Verschiebungswiderstände aktiviert werden können. Somit können die in Bild 18 dargestellten Spannungsverteilungen angesetzt werden, die annähernd die gleichen Spannungen aufweisen. Aufgrund der unterschiedlichen Hebelarme ergibt sich bei der rechteckigen Spannungsverteilung jedoch eine größere Scherfestigkeit als bei der dreiecksförmigen Verteilung.

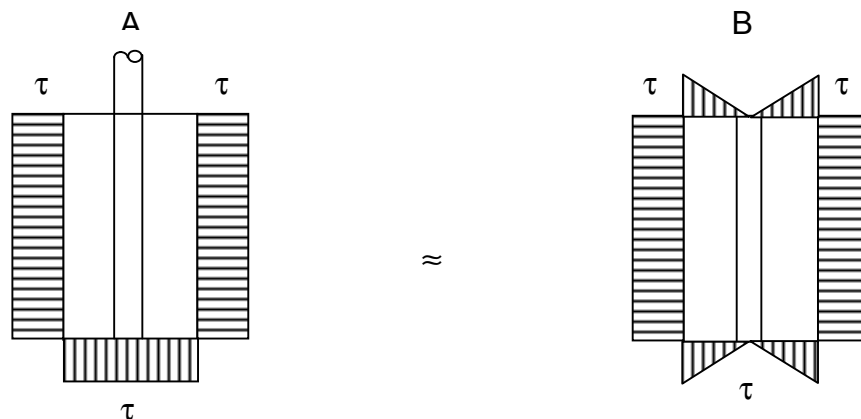


Bild 18: Schubspannungsverteilung an der Oberfläche des Bruchzylinders
(SCHRÖDER und SCHULZ, 1999)

Im Rahmen dieser Arbeit werden für die Berechnung der Scherfestigkeiten dreiecksförmige Spannungsverteilungen (Bild 18 B) an den Stirnflächen angesetzt. Die Umrechnung des beim Sondieren gemessenen Drehmomentes in die Scherfestigkeit erfolgt über die Gleichsetzung der an der Bruchkörperoberfläche wirkenden Spannungsergebnisse mit dem aufgetragenen Moment M . Unter Einführung der sogenannten Flügelkonstante k_f , die die Abmessungen der jeweiligen Flügel berücksichtigt, ergibt sich die folgende Gleichung für die Scherfestigkeit:

$$\tau_f = M / k_f \quad [\text{kN/m}^2]. \quad (\text{Gl. 4})$$

Für eine rechteckige Schubspannungsverteilung an den Mantelflächen und eine dreiecksförmige Schubspannungsverteilung an den Stirnflächen ergibt sich die Flügelkonstante k_f zu:

$$k_f = \frac{\pi \cdot d_F^2 \cdot h_F}{2} \cdot \left(1 + \frac{d_F}{6 \cdot h_F} \right) \quad [\text{m}^3]. \quad (\text{Gl. 5})$$

Werden Flügelabmessungen mit einem Verhältnis $h_F/d_F = 2/1$ verwendet, beträgt die Flügelkonstante:

$$k_f = \frac{13}{12} \cdot \pi \cdot d_F^3 \quad [\text{m}^3]. \quad (\text{Gl. 6})$$

6.3.3 Bisherige Laborflügelsondierungen an Dichtwandmassen

Wie bereits beschrieben, fehlen für die Ermittlung der „Stichfestigkeit“ sowie deren Größenordnung einheitliche und verbindliche Richtlinien. Grundsätzlich liegt es im Ermessen der Bauunternehmung, wann die Primärlamelle angeschnitten wird. Lediglich KÜHNER (1995) gibt für die „Stichfestigkeit“ eine Flügelscherfestigkeit (Laborflügelsonde) von ca. 10 kN/m^2 an. Für ein konkretes Berechnungsbeispiel zeigen HOCK-BERGHAUS und COSSMANN (2000), dass eine Flügelscherfestigkeit von $\tau_F = 3 \text{ kN/m}^2$ beim Anschnitt der Primärlamelle ausreichend ist.

Untersuchungen von SCHWEITZER (1991) haben gezeigt, dass eine gute Korrelation zwischen der einaxialen Druckfestigkeit und der Flügelscherfestigkeit bei der Entwicklung der Anfangsfestigkeit einer Dichtwandmasse besteht. Die Flügelscherfestigkeit und die einaxiale Druckfestigkeit steigen nahezu linear mit der Zeit an. „Die mit der Laborflügelsondierung und im Zylinderdruckversuch innerhalb der ersten Woche an gleich alten Proben gemessenen Festigkeiten korrelieren annähernd mit $\tau_F = 0,65 \cdot q_u$. Mit $c_u = \frac{1}{2} \cdot q_u$ beträgt damit die undrainierte Scherfestigkeit c_u ungefähr 80 % der gemessenen Flügelscherfestigkeit“ (SCHWEITZER, 1991).

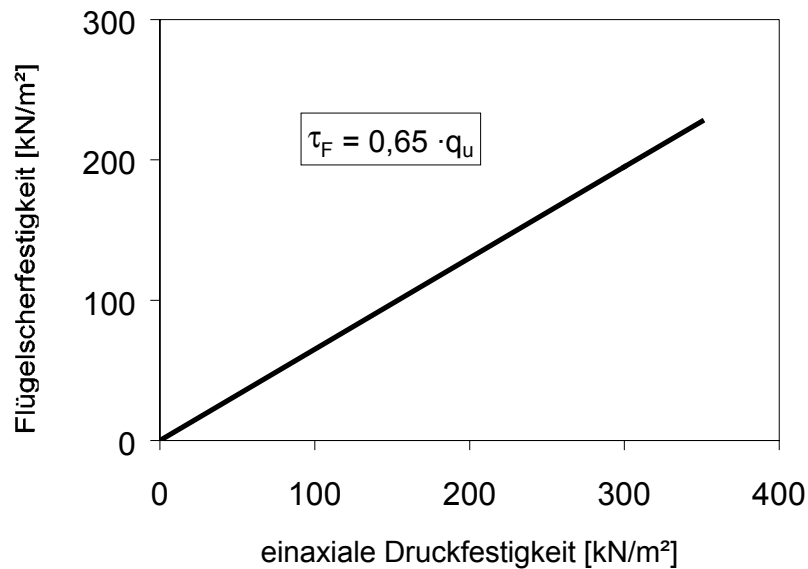


Bild 19: Beziehung zwischen der Flügelscher- und Zylinderdruckfestigkeit
(n. SCHWEITZER, 1991)

Die weiteren Ergebnisse von SCHWEITZER lassen sich wie folgt zusammenfassen:

- Nach einer Erstarrungszeit von 2 bis 6 Stunden können die ersten messbaren Scherfestigkeiten mit der Laborflügelsonde ermittelt werden.
- Nach ca. 24 Stunden weist die Dichtwandmasse eine ausgeprägte Festigkeit auf.
- In der ersten Woche steigt die Festigkeit annähernd linear mit der Zeit an.

6.3.4 Versuche zur Bestimmung von Einflussfaktoren

Versuchsdurchführung

Die Probekörperherstellung erfolgt analog zu Kapitel 5.3, wobei für diese Versuchsreihen Schalkkörper mit den Abmessungen $d_s = 10,3 \text{ cm}$ und $h_s = 12,5 \text{ cm}$ verwendet werden. Der Einfluss von verschiedenen Randparametern wird in mehreren Versuchsserien qualitativ und quantitativ ermittelt und bei der Auswertung berücksichtigt. In Bild 20 ist schematisch der Versuchsaufbau bei der Laborflügelsondierung dargestellt.

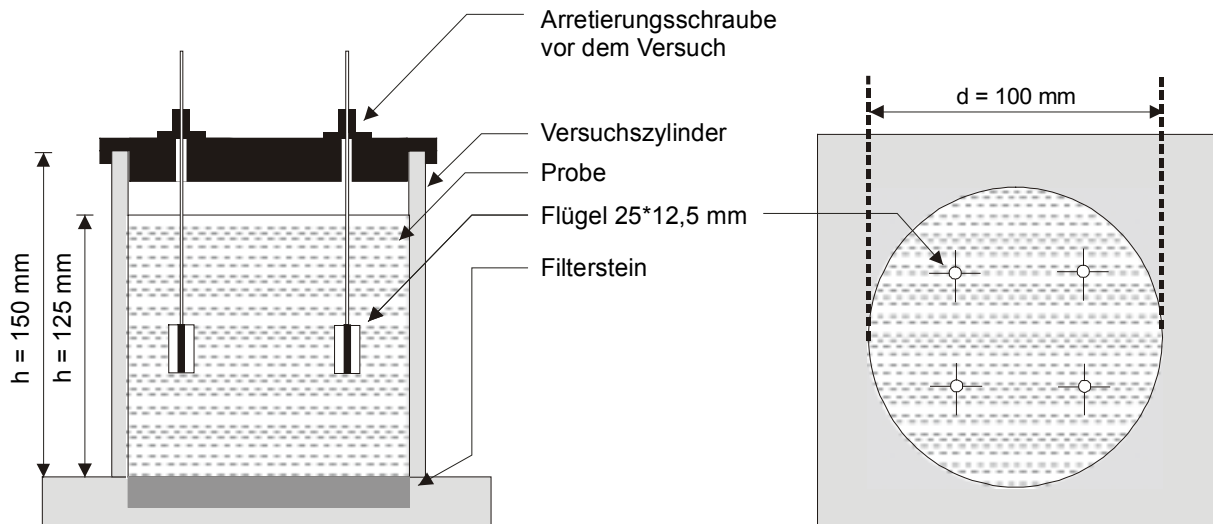


Bild 20: Laborflügelsondierung schematisch – Längsschnitt und Draufsicht

Die Laborflügelsondierungen werden mit einem Rotationsviskosimeter der Firma Haake durchgeführt. Die jeweilige Sonde, die über ein Kardangelenk mit dem Drehkopf des Gerätes verbunden ist, wird senkrecht in die Probe eingebracht. Eine Minute nach dem Einbringen der Sonde wird der Versuch gestartet. Während des Versuches dreht sich die Sonde mit einer konstanten Geschwindigkeit in der Dichtwandmasse. Das Drehmoment wird erfasst. Das maximale Drehmoment kennzeichnet den Bruchzustand der Probe. Pro Versuch werden mindestens drei Teilversuche durchgeführt. Im Anschluss wird die Mantelreibung mit einem Nullstab (Gestänge ohne Flügel bei sonst gleichen Durchmesser und Material) unter identischen Versuchsrandbedingungen gemessen. Bei der Auswertung der Versuche wird nur die um die Mantelreibung des Gestänges verringerte Scherfestigkeit betrachtet.

In den folgenden Abschnitten werden die Untersuchungsergebnisse, die die Versuchsdurchführung und das Versuchsgerät betreffen, vorgestellt.

Einflüsse aus dem Versuchsgerät

Bei Laborflügelsondierungen kann die Ausbildung der Flügel einen gravierenden Einfluss auf die zu ermittelnde Scherfestigkeit ausüben. Neben den Flügelabmessungen sind hierzu die Flügelanzahl, die Flügelform, die Flügelblechstärke und die Befestigung der Flügel am Sondengestänge zu zählen. Für die Flügelausbildung wird auf die an Böden gewonnenen Erfahrungen zurückgegriffen (z. B. V. BLOH 1995, CADLING und ODENSTAD 1950), so dass bei den Untersuchungsreihen zum Versuchsgerät nur noch die Abmessungen der Sonden sowie das Verhältnis h_F/d_F variiert werden.

Bei allen Versuchen werden vierflügelige Sonden verwendet, wobei die einzelnen Flügel senkrecht zueinander stehen. Bei den ersten Versuchsreihen variierte das Verhältnis h_F/d_F zwischen 1 und 2, wobei die geringsten Versuchsstreuungen vergleichbar zu den Untersuchungen von SCHRÖDER und SCHULZ (1999) bei Sonden mit den Abmessungen $h_F/d_F = 2/1$ zu verzeichnen sind. Je näher sich das Verhältnis

an $h_F/d_F = 1$ annähert, um so größer sind die Streuungen bei den Versuchsergebnissen. Des Weiteren werden bei dem Verhältnis $h_F/d_F = 2$ die besten Übereinstimmungen zu einaxialen Druckversuchen erzielt. Aus diesem Grund werden bei allen weiteren Versuchsserien nur noch vierflügelige Sonden mit einem Verhältnis von $h_F/d_F = 2$ verwendet.

Einflüsse aus der Versuchsdurchführung

Um Störungen aus benachbarten Sondierungen oder zum Behälterrand ausschließen zu können, sollte nach VON BLOH (1995) der von der Flügelachse zu messende horizontale Sondierabstand mindestens dem zweifachen Flügeldurchmesser entsprechen. Die amerikanische Norm für Laborflügelsondierungen ASTM D 4648-94 gibt als Mindestabstand den dreifachen Flügeldurchmesser an.

Bei Dichtwandmassen zeigen die Untersuchungen zum Einfluss des Sondierabstandes ab einem Sondierabstand von einem halben Flügeldurchmesser nur noch geringe Einflüsse auf die Scherfestigkeit. Ab einem Sondierabstand, der dem Flügeldurchmesser entspricht, sind keine Einflüsse mehr zu verzeichnen.

Die in der Literatur (u. a. ASTM D 4648-94; BLOH 1995) vorhandenen Angaben über den minimalen Abstand der oberen Stirnseite der Sonde bis zur Oberfläche der Probe sind generell auf die Flügelabmessungen bezogen und variieren von einer halben bis zu einer ganzen Flügelhöhe. Die Untersuchungen an Dichtwandmassen zeigen, dass die Sedimentation und die Einflüsse der gestörten Schicht (Schmierschicht) zu berücksichtigen sind. Die Scherfestigkeit darf nicht im Bereich der Schmierschicht ermittelt werden. Hier treten große Ergebnisstreuungen auf und die ermittelten Scherfestigkeiten sind größtenteils geringer. Bei hohen Probekörpern werden im Fußbereich der Probe aufgrund der Sedimentation der Feststoffanteile höhere Scherfestigkeiten gemessen. Werden nur niedrige Proben (Probenhöhe $h \leq 7,5$ cm) betrachtet, werden unterhalb der Schmierschicht keine unterschiedlichen Scherfestigkeiten ermittelt.

Vergleichbar zu den Untersuchungen von CHANDLER (1988) kann auch bei Dichtwandmassen eine Abnahme der Scherfestigkeit bei einer Erhöhung der Schergeschwindigkeit nachgewiesen werden. Ebenfalls steigen mit der Schergeschwindigkeit auch die Standardabweichungen bei den Versuchsergebnissen. Bis zu einer Geschwindigkeit in der Scherfuge von ca. 60 mm/min sind die ermittelten Scherfestigkeiten identisch. Wird die Geschwindigkeit in der Scherfuge auf bis zu 200 mm/min erhöht, wird in Abhängigkeit vom Probenalter eine um bis zu 20 % reduzierte Scherfestigkeit gemessen.

Die Größe der Scherfestigkeit wird auch durch den Zeitpunkt des Einbringens des Flügels in die Dichtwandmasse beeinflusst. Hierbei ist zwischen Sonden, die in die noch im flüssigen Zustand befindende Suspension eingestellt, fest fixiert und bis zum Abschervorgang unter Wasser gelagert werden und den Sonden, die direkt vor dem Abscheren eingebracht werden, zu unterscheiden.

In Bild 21 ist die zeitliche Entwicklung der Scherfestigkeit einer Dichtwandmasse aus einaxialen Druckversuchen und Laborflügelsondierungen mit unterschiedlichen Randparametern dargestellt. Die Bruchspannungen der einaxialen Druckversuche können über die Formel

$$\tau_F \approx \frac{1}{2} \cdot q_u = c_u \quad [\text{kN/m}^2] \quad (\text{Gl. 7})$$

in eine Scherfestigkeit umgerechnet werden. Im Bild 21 werden nur Versuchsserien berücksichtigt, die gut mit den Ergebnissen der einaxialen Druckversuche korrelieren. Werden die Randparameter für die Laborflügelsondierungen ungünstig gewählt (z. B. $h_F/d_F = 15/7,5$ mm, $v = 190$ mm/min und nachträgliches Einbringen der Flügel), so ist die aus dem einaxialen Druckversuch ermittelte undrainierte Scherfestigkeit z. T. dreimal so groß wie die aus den Laborflügelsondierungen ermittelte Scherfestigkeit.

Die in Bild 21 dargestellten Regressionsgeraden für die Scherfestigkeiten aus den Laborflügelsondierungen sind jeweils aus mindestens 45 Teilversuchen ermittelt worden. Die Bestimmtheitsmaße der einzelnen Geraden liegen alle über 98 %. Die für die Abbildung berücksichtigten Proben wiesen ein Mindestprobenalter von 24 Stunden (Laborflügelsondierungen) und 72 Stunden (einaxiale Druckversuche) auf. Die Probenserien der Laborflügelsondierungen sind wie folgt gekennzeichnet: Abmessungen des Flügels (h_F/d_F in mm) / Geschwindigkeit in der Scherfuge / Zeitpunkt des Einbringens des Flügels (F = Einbringen in die Frischsuspension oder Eh = nach dem Erhärten eingebrachte Flügel).

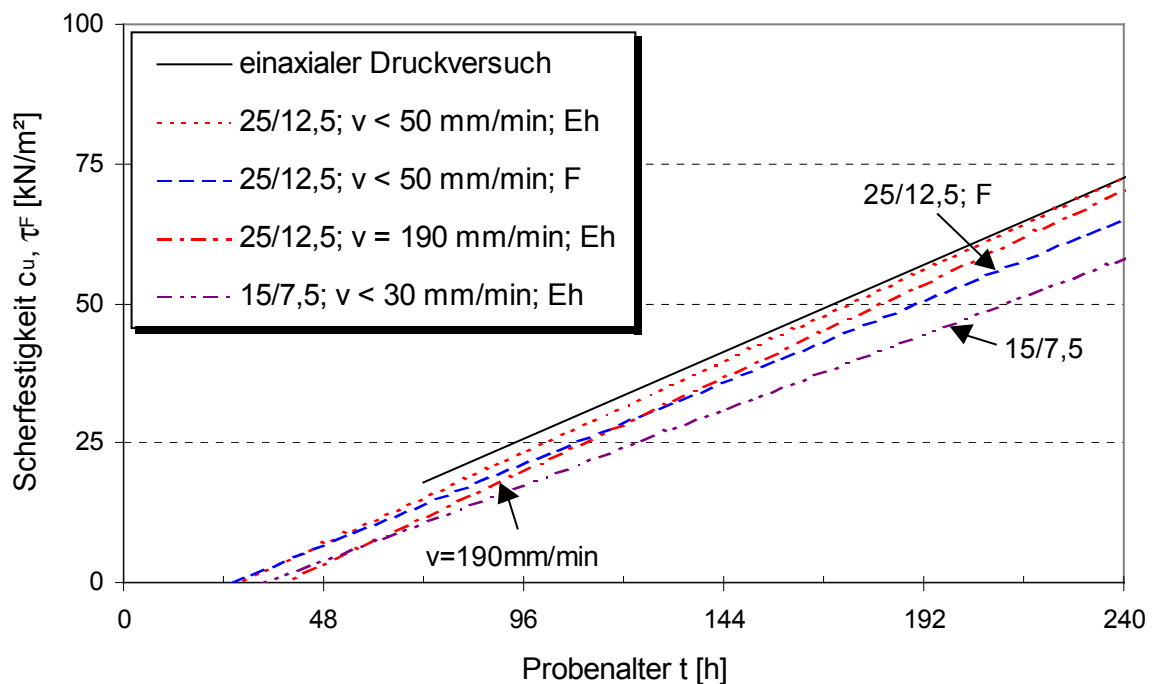


Bild 21: Frühfestigkeitsentwicklung einer Dichtwandmasse beim Vergleich verschiedener Sondenabmessungen und Versuchsdurchführungen

Unabhängig von der Versuchsart und Versuchsdurchführung steigt die (undrainierte) Scherfestigkeit mit dem Probenalter linear an. Die quantitative Auswertung zeigt, dass in Abhängigkeit der gewählten Randparameter große Scherfestigkeitsunterschiede zu verzeichnen sind.

Beim Vergleich der Ergebnisse der Laborflügelsondierungen mit den einaxialen Druckversuchen wird deutlich, dass die aus den einaxialen Druckversuchen abgeleiteten Scherfestigkeiten in hoher Übereinstimmung mit den Ergebnissen der Laborflügelsondierungen mit den Flügelabmessungen $h_F/d_F = 25/12,5$ mm korrelieren, wenn die weiteren Versuchsrandbedingungen sinnvoll gewählt werden. Werden die Flügel direkt vor dem Abschervorgang in die Probe eingebracht, so stimmen die ermittelten Scherfestigkeiten annähernd mit denen der einaxialen Druckversuche überein (95 – 98 %). Werden die Flügel in die noch frische Suspension eingebracht und bis zum Versuchsbeginn fixiert, korrelieren die Ergebnisse um ca. 90 %, wobei die ermittelten Scherfestigkeiten geringer sind. Wird eine hohe Geschwindigkeit in der Scherfuge gewählt, so werden um bis zu 20 % geringere Scherfestigkeiten ermittelt. Bei den kleineren Flügelabmessungen ($h_F/d_F = 15/7,5$ mm) ist nur eine geringe Korrelation zwischen der Scherfestigkeit aus der Laborflügelsondierung und dem einaxialen Druckversuch zu verzeichnen. Werden die Versuchsrandparameter ungünstig gewählt, betragen die Abweichungen zwischen den Ergebnissen des einaxialen Druckversuche und der Laborflügelsondierungen bis zu 150 %. So wird z. B. bei den kleinen Sonden, die in die Frischsuspension eingestellt werden, im Vergleich zu den kurz vor der Prüfung eingebrachten Sonden, eine um bis zu 50 % niedrigere Scherfestigkeit gemessen.

Nach einer Erstarrungszeit von ca. 6 Stunden kann die Scherfestigkeit mit den großen Laborflügeln mit einem hohen Korrelationskoeffizienten ermittelt werden. Bei den kleineren Sonden beträgt dieser Zeitraum aufgrund der kleineren Scherfläche, die auch mit größeren Ergebnisstreuungen verbunden ist, bis zu 24 Stunden.

Bzgl. des Einflusses des Einbringzeitpunktes der Sonde in die Probe könnte es bei den im frischen Zustand eingestellten Flügeln zu Störungen im Gefüge während des Erhärtens in der Nähe der Flügel kommen. Hierbei besteht die Möglichkeit, dass sich die CSH-Phasen nicht entsprechend ausbilden können oder sich die Tonminerale auf eine andere Weise ausrichten. Die Schergeschwindigkeit übt im Vergleich zu anderen Versuchsparameter nur einen geringen Einfluss aus und ist bereits aus einaxialen Druckversuchen oder Scherversuchen an Böden bekannt.

Unter Berücksichtigung der ermittelten Versuchsrandbedingungen kann die Festigkeitsentwicklung einer Dichtwandmasse im jungen Probenalter näher beschrieben werden. Wie bereits in Bild 13 gezeigt, unterteilte KAYSER (1995) den Erhärtungsverlauf in drei Phasen, wobei er ab einem Probenalter von 15 Tagen 2 Funktionen angibt, mit denen die Festigkeit berechnet werden kann. Der Erhärtungsverlauf in der ersten Phase (Probenalter < 15 Tage) ist nicht näher definiert.

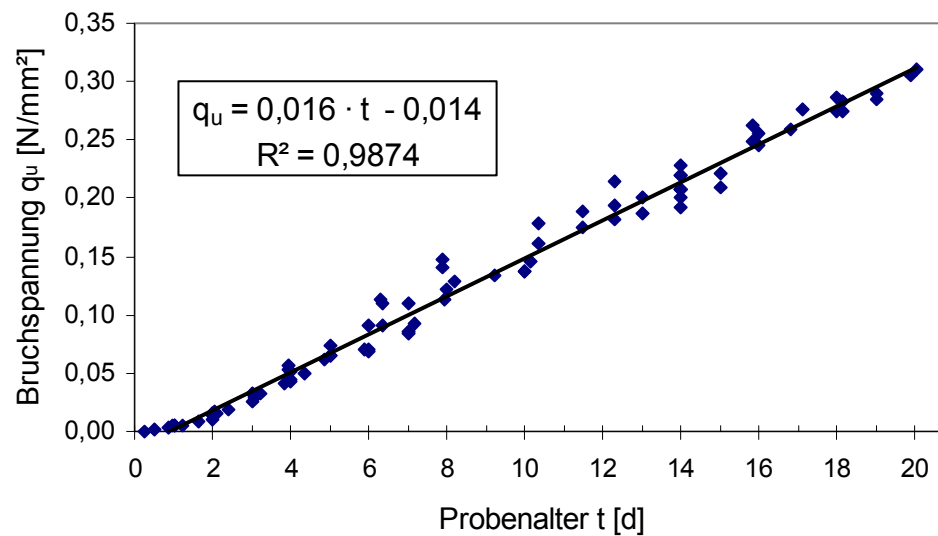


Bild 22: Festigkeitsentwicklung der Dichtwandmasse bis zu einem Probenalter von 20 Tagen

In Bild 22 ist die Festigkeitsentwicklung der verwendeten Dichtwandmasse bis zu einem Probenalter von 20 Tagen dargestellt. Es werden sowohl Ergebnisse von Laborflügelsondierungen als auch von einaxialen Druckversuchen berücksichtigt. Die mit den Laborflügelsondierungen ermittelten Scherfestigkeiten werden entsprechend Gleichung 7 in Bruchspannungen umgerechnet. Aus der linearen Regression mit einem Bestimmtheitsmaß von $R^2 = 0,987 \approx 1,0$ wird deutlich, dass in einem Probenalter zwischen einem und zwanzig Tagen ein linearer Zusammenhang zwischen dem Probenalter und der einaxialen Druckfestigkeit besteht. Für diesen Zeitraum ergibt sich der tägliche Festigkeitszuwachs zu:

$$\Delta q_u \approx 16 \text{ kN/m}^2 / \text{Tag}$$

Im Unterschied zu den Untersuchungen von KAYSER (1995) (s. Bild 13), der eine vergleichbare Dichtwandmasse untersuchte, wird bereits nach ca. 10 Tagen eine Festigkeit von 150 kN/m^2 erreicht. Des Weiteren ist die erste Phase (linearer Zusammenhang zwischen Probenalter und Druckfestigkeit) um ca. 5 Tage zu verlängern, so dass der Übergang von der ersten in die zweite Phase auf ein Probenalter von 20 Tagen festgelegt werden kann.

6.3.5 Empfehlungen zur Durchführung von Laborflügelsondierungen

Aus den Untersuchungsserien wird deutlich, dass bei Beachtung verschiedener Randparameter die Versuchsergebnisse aus einaxialen Druckversuchen und Laborflügelsondierungen sehr gut ($\geq 95\%$) miteinander korrelieren. Im Weiteren werden Empfehlungen für die Durchführung von Laborflügelsondierungen an reinen Dichtwandmassen gegeben. Ist die Dichtwandmasse z. B. durch Sand „verunreinigt“, sind die angegebenen Sondierabstände entsprechend der ASTM D 4648-94 zu erhöhen.

Empfehlungen

- Der Abstand der Sonde zur oberen Stirnseite sollte unterhalb der Schmierschicht mindestens der Flügelhöhe entsprechen, um die Einflüsse der Schmierschicht zu minimieren.
- Es sollten nur Proben mit einer Höhe $h < 7,5$ cm verwendet werden.
- Es muss gewährleistet sein, dass die Sonde senkrecht in die Dichtwandmasse eingeführt und eine Schiefstellung ausgeschlossen werden kann. Hierfür ist ggf. ein Führungstempel zu verwenden.
- Die Sondierabstände zwischen einzelnen Sondierstellen bzw. zum Behälterrand sollten mindestens dem zweifachen Flügeldurchmesser entsprechen.
- Nach jedem Versuch ist zu überprüfen, ob sich der Bruchzylinder ausbilden konnte und nicht durch andere Sondierungen oder den Behälterrand beeinflusst wurde. Der Bruchkörper ist freizuschneiden und zusätzlich auch auf Fasern und Sand- oder Kieskörner zu untersuchen. Ggf. sind einzelne Teilversuche zu streichen.
- Eine ausreichende Überdeckung ($> h_F$) zur unteren Stirnseiten muss gewährleistet sein.
- Durch Anschrägen der Unterkante der einzelnen Flügel können Störungen beim Einbringen der Sonden verringert werden.
- Das Volumen der Flügel sollte möglichst gering sein (geringe Blechstärke).
- Als maßgebende Schergeschwindigkeit ist die Geschwindigkeit in der Scherfuge anzusehen.
- Im Anschluss an jeden Versuch ist die Mantelreibung des Sondiergestänges zu messen und von der ermittelten Scherfestigkeit zu subtrahieren.
- Als Geschwindigkeit in der Scherfuge sollte $v \leq 50$ mm/min gewählt werden.
- Es sollten für jeden Versuch mindestens drei Teilversuche mit denselben Randbedingungen durchgeführt werden.
- Die Flügelabmessungen sollten $h_F/d_F = 25/12,5$ mm betragen.
- Die Sonden sollten erst kurz vor dem Versuch eingebracht werden.
- Bei der Beachtung der verschiedenen Randparameter korrelieren die Ergebnisse der einaxialen Druckversuchen mit denen der Laborflügelsondierungen und können entsprechend Gleichung 7 umgerechnet werden.

6.4 Durchlässigkeit

6.4.1 Allgemeines

Bereits aus dem Namen einer Dichtwandmasse kann abgeleitet werden, dass die Hauptaufgabe einer Dichtwandmasse die dichtende Wirkung bzw. die Minimierung der Durchlässigkeit ist. Somit ist die Dichtigkeit das entscheidende Beurteilungskriterium für Dichtwände. Auch zur Bestimmung der Erosionsstabilität und Dauerhaftigkeit von Dichtwandmassen sind Durchlässigkeitsversuche maßgebend. Erhöht sich die Durchlässigkeit während des Versuches, kann davon ausgegangen werden, dass die Masse nicht erosionsstabil ist.

Wasserbewegungen sind grundsätzlich eine Funktion des Potentialgefälles und der Wasserleitfähigkeit. Die Wasserdurchlässigkeit eines Bodens bzw. einer Dichtwandmasse wird durch den Durchlässigkeitsbeiwert k [m/s] beschrieben. Der Durchlässigkeitsbeiwert dient z. B. dem Abschätzen von Grundwasserströmungen, der Berechnung des Grundwasserspiegels oder der Beurteilung der Durchlässigkeit von Dichtungsschichten im Deponiebau. Er kann durch verschiedene Versuche im Labor und in situ ermittelt werden.

Im Rahmen dieser Arbeit wird der Durchlässigkeitsbeiwert k_{10} verwendet, der als die Filtergeschwindigkeit, mit der Wasser mit einer Temperatur von 10 °C eine Probe infolge eines konstanten hydraulischen Gefälles i durchfließt, definiert ist. Das hydraulische Gefälle ergibt sich aus dem hydraulischen Höhenunterschied h_w [cm bzw. m] bezogen auf die durchströmte Länge des Probekörpers l [cm bzw. m] zu

$$i = h_w/l \text{ [-]}. \quad (\text{Gl. 8})$$

Die Definition des Durchlässigkeitsbeiwertes k beruht auf dem Darcy'schen Filtergesetz, das den eindimensionalen, laminaren Strömungsbereich in einem wassergesättigten Material beschreibt und für Filtergeschwindigkeiten $v \leq 3 \cdot 10^{-3}$ m/s gültig ist.

$$v = k \cdot i \text{ [m/s]} \quad (\text{Gl. 9})$$

Die Filtergeschwindigkeit beschreibt den Durchfluss des Wassers pro Flächeneinheit. Es ist ein fiktiver Wert, da der vorhandene Fließquerschnitt der Porenkanäle schwer zu ermitteln und damit die reale Fließgeschwindigkeit nicht zu ermitteln ist. Durch den Bezug des Durchflusses auf den gesamten Querschnitt der Probe ist die angenommene Filtergeschwindigkeit geringer als die vorhandene Strömungsgeschwindigkeit (OUMERACI, 1998).

Unter Berücksichtigung der durchströmenden Wassermenge Q [l], der Wassertemperatur des durchströmenden Wassers T [°], des hydraulischen Gefälles, der Probenfläche A [cm²] sowie der Durchströmungsdauer t [s] während des Versuches kann der Durchlässigkeitsbeiwert berechnet werden. Da die Dichte und die Zähigkeit des Wasser temperaturabhängig sind, geht zusätzlich ein Faktor α in die Berechnung ein, der die Umrechnung des Durchlässigkeitsbeiwertes auf eine Temperatur von 10 °C ermöglicht. Der Durchlässigkeitsbeiwert errechnet sich nach POISEUILLE (DIN 18130-1, 1998) zu:

$$\alpha = \frac{1,359}{1 + 0,0337 \cdot T + 0,00022 \cdot t} \quad [-] \quad (\text{Gl. 10})$$

$$k_{10} = \alpha \cdot \frac{Q}{i \cdot A \cdot 10} \quad [\text{m/s}] \quad (\text{Gl. 11})$$

Die Wasserdurchlässigkeit einer Dichtwandmasse wird von der Porosität und dem Porengefüge bzw. der räumlichen Anordnung der festen Bestandteile beeinflusst, da nur durch die Poren Wasser fließen kann. Zusätzlich müssen die elektrostatischen Wechselwirkungen zwischen der festen und der flüssigen Phase berücksichtigt werden, die bis zu einer Entfernung von ca. 0,5 µm vom Feststoff aus wirken (s. Bild 23). Unmittelbar an der Feststoffoberfläche ist die Oberflächenspannung so groß, dass die Wasserschicht eine eisähnliche Konsistenz aufweist und praktisch unbeweglich ist. In Abhängigkeit von der Entfernung zur Feststoffoberfläche steigt aufgrund der fallenden Adhäsionskräfte die Fließfähigkeit des Wassers an. Ab einem minimalen Abstand von ca. 0,5 µm ist das Wasser frei beweglich, so dass die bekannten hydraulischen Gesetze gültig sind. So können bereits Poren, deren Durchmesser größer als 1 µm ist, durchflossen werden.

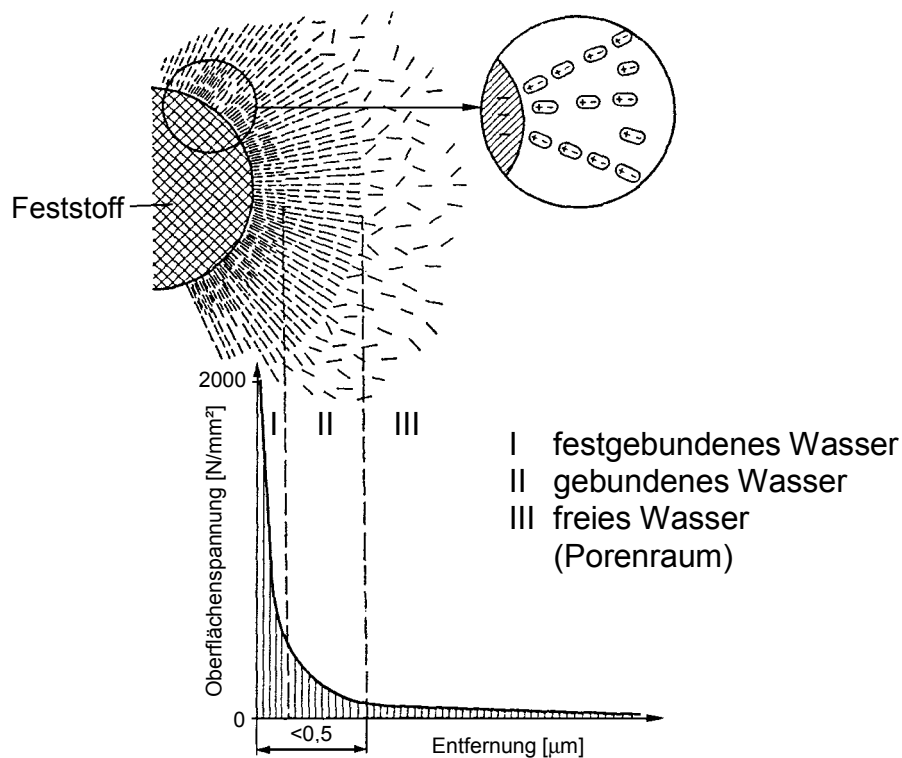


Bild 23: Molekulare Wechselwirkung zwischen Porenwasser und Feststoff (n. KÉZDI, 1969)

Bei Dichtwandmassen werden die Porenräume nicht frei durchflossen, sondern die Durchströmung erfolgt über Konvektion im „effektiven“ Porenraum. Hierbei ist zu beachten, dass die Poren so miteinander vernetzt sein müssen, dass ein durchgehender Porenkanal von einer zur anderen Seite vorhanden ist.

Einen Zusammenhang zwischen dem Hauptporenradius und dem Durchlässigkeitsbeiwert einer Dichtwandmasse zeigt HERMANNNS (1993) auf. Bei der Darstellung ist zu berücksichtigen, dass neben dem Hauptporenradius auch der Anteil der Hauptporenradien an der Gesamtporosität sowie die weitere Porenradienverteilung einen Einfluss auf die Durchlässigkeit ausüben. Grundsätzlich zeigt sich, dass bei maximalen Hauptporenradien von $r \leq 100$ nm die Dichtwandmasse als praktisch undurchlässig bewertet werden kann. Hingegen weisen Hauptporenradien von $r \geq 500$ nm auf eine verhältnismäßig durchlässige Dichtwandmasse hin.

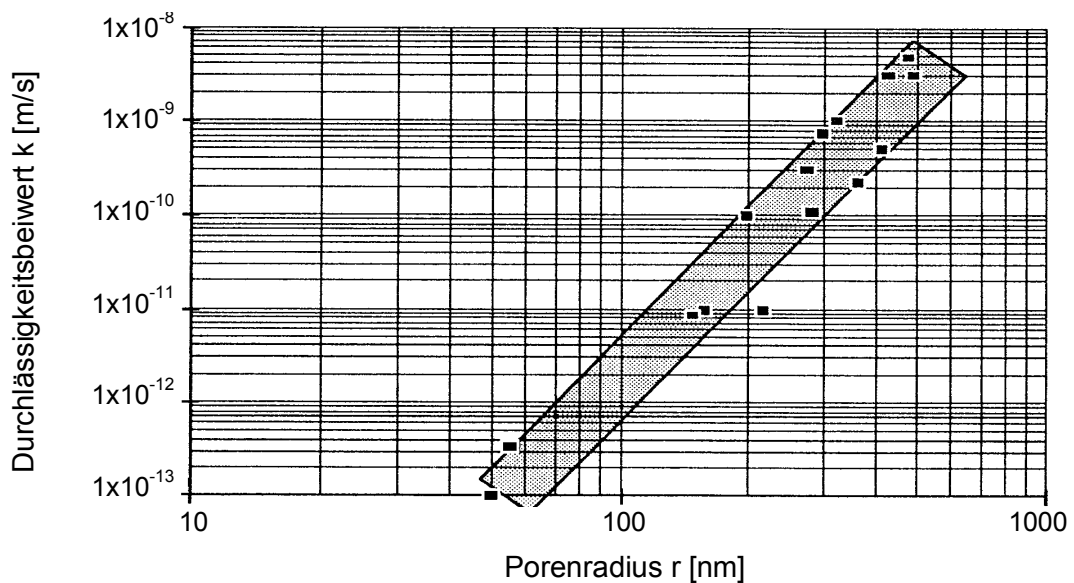


Bild 24: Zusammenhang zwischen Hauptporenradius und Durchlässigkeitsbeiwert (HERMANNNS, 1993)

6.4.2 Einflussfaktoren auf die Größe des Durchlässigkeitsbeiwertes

Der Durchlässigkeitsbeiwert kann auf verschiedene Arten ermittelt werden. In Abhängigkeit von der Versuchsart und den gewählten Randbedingungen ist die Streubreite zwischen den einzelnen Versuchsergebnissen sehr groß und kann bis zu einer Zehnerpotenz betragen (SCHUMACHER, 1994). Im Rahmen dieser Arbeit wird der Durchlässigkeitsbeiwert hauptsächlich in Triaxialzellen ermittelt. Einflussfaktoren auf den in Triaxialzellen ermittelten Durchlässigkeitsbeiwert hat u. a. HORST (1997) untersucht. Bei Böden sind neben weiteren Faktoren die Probensättigung, das Durchströmungsmedium, die Versuchsdauer und die Umgebungsbedingungen während des Versuches zu berücksichtigen. Neben der Zuverlässigkeit der Messwerte aller zu messenden Größen bei einem Versuch muss die Unveränderlichkeit der geometrischen Randbedingungen während des Versuches sichergestellt sein. D. h. während des Versuches dürfen sich weder Korngrößenverteilung und Korngefüge noch das durchströmende Medium verändern.

Auch das Durchlässigkeitsverhalten bzw. der Durchlässigkeitsbeiwert von Dichtwandmassen ist schon vielfach untersucht worden (u. a. MESECK, 1987; HEITFELD, 1989; HERMANN, 1993). Vergleichbar zu den Einflussfaktoren auf die einaxiale Druckfestigkeit (Tabelle 4) sind in Tabelle 5 die wesentlichen Parameter aufgeführt, die den Durchlässigkeitsbeiwert einer Dichtwandmasse beeinflussen.

Tabelle 5: Einflussfaktoren auf die Durchlässigkeit einer Dichtwandmasse

Einflussfaktoren	Durchlässigkeitsbeiwert (k-Wert)		
	wird höher	bleibt gleich	wird kleiner
Ausgangskomponenten			
Zementsorte (HOZ anstatt PZ)			X
höherer Zementanteil			X
höherer Hüttensandanteil	X		
höhere Mahlfeinheit Zement			X
Bentonitsorte	X	X	X
Bentonitanteil je m³ Suspension			X
Beimengungen (z. B. Sand, Kies)	X		X
längere Lagerungsdauer (Alter: Komponenten)	X		
Aufbereitung			
längere Rührdauer		X	X
gute Homogenisierung während des Mischens	X		X
höhere Rührgeschwindigkeit / Mischenergie			X
längere Ruhephase (beim Rührversuch)	X		X
Lagerung			
höheres Probenalter			X
größere Schalkkörperhöhe / Sedimentation			X
höhere Lagerungstemperaturen			X
Druckbeaufschlagung während der Hydratation		X	
Versuchsdurchführung			
früherer Durchströmungsbeginn	X	X	
höherer hydraulischer Gradient	X	X	
unterschiedliche Durchströmungsmedien	X	X	X
unterschiedliche Prüfverfahren (z. B. Triaxialzelle, Standrohr, Vergussmethode)	X	X	X

HOZ: Hochofenzement; PZ: Portlandzement

Weiterführende Untersuchungen von HERMANN (1993) zeigen, dass durch eine Durchströmung (Durchströmungsbeginn nach 28 Tagen Lagerung) der Abbindeprozess (Hydratation) gestört werden kann. Z. T. wiesen durchströmte Proben keine identischen, sondern nur ähnliche Porenradienverteilungen zu undurchströmten Proben auf. Aus sämtlichen Versuchen lässt sich jedoch keine eindeutige Tendenz ableiten, inwieweit eine Durchströmung die Ausbildung des Porenraumes beeinflusst. In Abhängigkeit von dem jeweiligen Mischungsverhältnis weisen mit Leitungs- oder Sickerwasser durchströmte Proben größere, identische oder kleinere Porenräume auf. Nur mit zunehmendem Probenalter ist eine Abnahme der Porenradien festzustellen.

6.4.3 Versuchsdurchführung und -auswertung

Einen Überblick über verschiedenartige Möglichkeiten, die Durchlässigkeit in Feldversuchen sowie in Laborversuchen direkt oder indirekt zu ermitteln, gibt HORST (1997). Im Gegensatz zu der im Laborversuch ermittelten Baustoffdurchlässigkeit wird mit den Prüfmethoden in situ die Systemdurchlässigkeit bzw. der Durchlässigkeitsbeiwert der Dichtwand bestimmt. Eine Ableitung dieser Durchlässigkeiten aus dem laborativ bestimmten Durchlässigkeitsbeiwert ist nicht möglich. Die Ermittlung der Systemdurchlässigkeit ist im Vergleich zur Baustoffdurchlässigkeit sehr zeit- und kostenintensiv. Dafür können bei in situ-Versuchen aber Einflüsse erfasst werden, die maßgeblich zum Abdichtungserfolg beitragen und die Dauerhaftigkeit beeinflussen. Die wesentlichen Einflüsse sind im Folgenden aufgelistet:

- Verträglichkeit der Suspension mit dem anstehenden Boden,
- Feststoffeintrag und ggf. Sandnesterbildung in der Dichtwand,
- Feststoffverlagerungen infolge von Filtrations- und Sedimentationsvorgängen,
- baubetriebliche Einflüsse wie z. B. die Überprüfung der Herstellung vertikaler Schlitzte bis zur größten erwarteten Tiefe,
- Gewährleistung einer dichten Eckausbildung,
- Einbindetiefe,
- Temperatur, unter der die Dichtwandmasse erhärtet,
- Temperatur des Durchströmungsmediums,
- Durchströmung mit kontaminierten Fluiden,
- Simulation der tatsächlichen Beanspruchung der Wand,
- Sohlflächenzufluss durch den Einbindehorizont (z. B. bei gespanntem Grundwasser, relativ hoher Durchlässigkeit des Einbindehorizontes, Störungen in der Schicht) bzw. Unterströmung der Dichtwand,
- Risse,
- Imperfektionen und
- bei Zweiphasen-Dichtwänden: Fugenausbildung.

Sowohl bei den Laborversuchen als auch bei den in situ-Versuchen können die Versuchsarten in Versuche mit konstantem oder Versuche mit veränderlichem (meist fallendem) hydraulischen Gefälle unterteilt werden. Bei Versuchen mit konstantem hydraulischen Gefälle herrscht während der gesamten Versuchsdauer ein gleichbleibender Wasserüberdruck.

Demgegenüber fällt oder steigt der Wasserüberdruck bei Versuchen mit veränderlichem Gradienten. Nach der Gleichung von DARCY ist die Wasserbewegung eine Funktion von Potentialgefälle und Wasserleitfähigkeit. Eine Änderung des Potentialgefälles bewirkt eine Änderung der Fließgeschwindigkeit und somit des Durchflussvolumens. Die korrekte Auswertung des Versuches ist somit nur durch Aufintegration der einzelnen Volumina in Abhängigkeit vom jeweiligen Potentialgefälle möglich. Vereinfachend wird häufig ein Mittelwert zwischen den zu Beginn und Ende des Versuches herrschenden hydraulischen Bedingungen gebildet.

Laborversuche

In Anlehnung an die GDA-Empfehlungen (1997) erfolgt die Bestimmung des Durchlässigkeitsbeiwertes an Dichtwandmassen in der vom Institut für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Braunschweig (IGB-TUBS) entwickelten Triaxialzelle (Bild 25). Der Versuch wird entsprechend DIN 18 130, Teil 1 bei konstanter Druckhöhe durchgeführt. Die Probekörper werden analog zu den Probekörpern der einaxialen Druckversuche (s. Kap. 6.2.3) hergestellt. Es werden nur Probekörper mit einer Höhe von $h = 10 \text{ cm}$ verwendet, so dass nur Schalkkörper mit den Abmessungen $d_s = 10,3 \text{ cm}$ und $h_s = 12,5 \text{ cm}$ zum Einsatz kommen. Beim Einbau in die Triaxialzelle wird die Probe von einer Gummimembran umgeben. I. d. R. werden die Proben oben und unten von einem Filterstein und Filterpapier begrenzt, deren Durchlässigkeitsbeiwert um mindestens eine Zehnerpotenz über dem der Proben liegt.

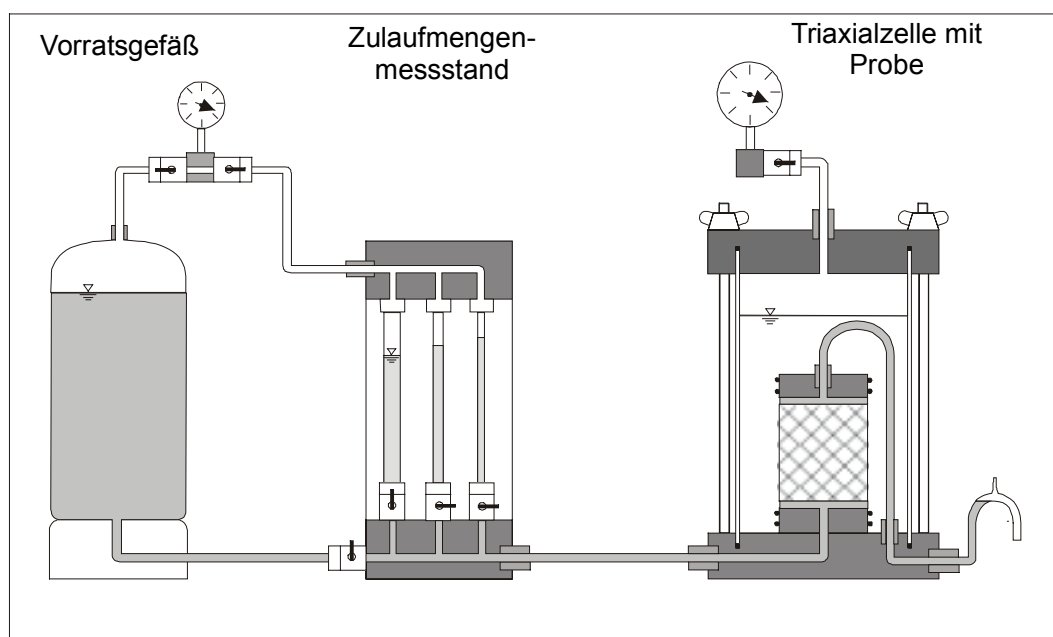


Bild 25: Triaxialzelle für Durchlässigkeitsuntersuchungen (HORST, 1997)

Über die Gummimembran wird eine seitliche Stützung durch Wasser auf die Probe aufgebracht und eventuell auftretende seitliche Umläufigkeiten werden durch den hydrostatischen Anpressdruck unterbunden. Demzufolge können nur Proben eingebaut werden, die bereits eine gewisse „Standfestigkeit“ besitzen und durch die verwendete Gummimembran und die eingestellte seitliche Stützung nicht komprimiert oder im Gefüge verändert werden. Weisen die Proben noch ein geringes Probenalter auf oder besitzen infolge der Lagerungsbedingungen nur eine geringe Festigkeit, wird zur Ermittlung des Durchlässigkeitsbeiwertes die Erosionszelle (Kap. 8) verwendet.

Über einen mit konstantem Druck beaufschlagten Vorratsbehälter wird die Probe mit Wasser von unten nach oben durchströmt. Für das hydraulische Gefälle wird i. d. R. ein Wert von $i = 30$ gewählt. Die durchströmte Wassermenge wird aufgefangen und in bestimmten Zeitintervallen der Durchlässigkeitsbeiwert ermittelt. Ist das austretende Wasservolumen nur gering, wird zusätzlich über einen Zulaufmengenmessstand das in die Probe strömende Wasservolumen erfasst und mit diesen Werten der Durchlässigkeitsbeiwert berechnet. Während des Versuches bleiben das hydraulische Gefälle, die Probenabmessungen sowie die Temperatur konstant.

In situ-Versuche

Die Qualität des Dichtungssystems wird am Abdichtungserfolg gemessen. Bei dauerhaften Dichtwänden wird im Allgemeinen gefordert, dass die Bauunternehmung im Vorfeld der eigentlichen Baumaßnahme den in situ erzielbaren Abdichtungserfolg anhand eines Probekastens nachweist. Mit dem Probekasten sollen das geplante Bauverfahren bzw. die Bauabläufe simuliert und die Eignung der Dichtwandmasse unter Baustellenbedingungen nachgewiesen werden. Der anschließende Nachweis erfolgt i. d. R. über einen hydraulischen Test innerhalb des Probekastens. Hierbei wird der Grundwasserspiegel entweder abgesenkt (Absenkversuch) oder aufgefüllt (Auffüllversuch). Beide Versuchsarten beruhen darauf, dass eine Differenz zwischen den Wasserspiegelhöhen auf beiden Dichtwandseiten erzeugt wird. Diese Wasserspiegeldifferenz wirkt in Form eines hydraulischen Gradienten auf die Dichtwand, woraus ein Zu- bzw. Abstrom von Grundwasser – je nach Richtung des hydraulischen Gradienten – resultiert. Der Zu- bzw. Abstrom kann entweder als Pumpmenge zur Konstanthaltung des Wasserspiegels oder als Änderung der Wasserspiegeldifferenz gemessen werden.

I. d. R. erfolgt die Ermittlung der Systemdurchlässigkeit in einem Probekasten, da zum einen die Wand selber nicht beschädigt wird, zum anderen Randeinflüsse aus Grundwasserströmungen minimiert sind. Zur Leckageortung oder zur Überprüfung der Systemdurchlässigkeit an der fertigen Wand können auch Absenk- oder Auffüllversuche in Bohrlöchern in oder neben der fertigen Wand durchgeführt werden. Vor- und Nachteile der verschiedenen Verfahren zur Überprüfung der Durchlässigkeit einer Dichtwand in situ sind in Tabelle 6 angegeben. Hierbei bezieht sich die Bewertung (++ :sehr positiv, +: positiv, o: neutral, -: negativ, --: sehr negativ) jeweils auf die Auswirkung auf die einzelnen Beurteilungskriterien und muss individuell betrachtet werden.

Tabelle 6: Vor- und Nachteile verschiedener Verfahren zur Überprüfung der Durchlässigkeit in situ

	Probe- kasten	Bohrloch in DW*	Bohrloch neben DW
Ermittlung der Baustoffdurchlässigkeit möglich	o	++	-
Ermittlung der Systemdurchlässigkeit	++	o	+
Simulation der tatsächlichen hydraulischen Belastung	++	-	o
Erfassung wechselnder Baugrundverhältnisse	--	o	++
Negative Einflüsse aus Grundwasserströmung	+	+	--
Zeitdauer der Porenraumentwässerung	-	++	--
Größe des überprüfbaren Wandabschnitts	o	--	+
Leckageortung in DW-Trasse möglich	--	+	++
Ortung der Tiefenlage von Leckagen	--	++	--
Überprüfung DW bei Auffälligkeiten während der Herstellung	--	+	++
Einhaltung der Bohrungsverticalität	+	--	++
Zeitaufwand	--	o	o
Kosten	--	+	o
Keine Beschädigung der DW durch Versuch	++	-	++

* DW: Dichtwand

Für die Ermittlung der Systemdurchlässigkeit sind zunächst Brunnen für die Infiltration bzw. Wasserentnahme herzustellen. Zusätzlich werden Beobachtungspegel auf der Innen- und/oder Außenseite der Dichtwand benötigt. Die Anzahl der Beobachtungspegel richtet sich nach den Abmessungen des zu untersuchenden Bereiches, den Grundwasserverhältnissen (gespanntes Grundwasser, Strömung, Durchlässigkeit des Bodens, Tidehub etc.) und dem Bodenaufbau. Nach der Erstellung sämtlicher Brunnen und Pegel wird zunächst eine Nullmessung zur Erfassung der Ausgangswasserspiegel durchgeführt.

Im Anschluss wird die Wasserspiegeldifferenz entweder durch Absenken oder Auffüllen des Wassers innerhalb eines Brunnens erzeugt (s. Bild 26). Alle differierenden Wasserspiegel werden über den gesamten Versuchszeitraum in möglichst kurzen Messintervallen aufgenommen und gespeichert. Nach Erreichen des Absenk- bzw. Auffüllzieles beginnt der eigentliche Versuch. Dieser kann als stationärer oder instationärer Versuch durchgeführt werden. Bei einem stationären Versuch wird der Wasserspiegel im Probekasten über den Versuchszeitraum möglichst konstant eingeregelt, dagegen verringert sich bei einem instationären Versuch kontinuierlich die anfangs erzeugte Wasserspiegeldifferenz.

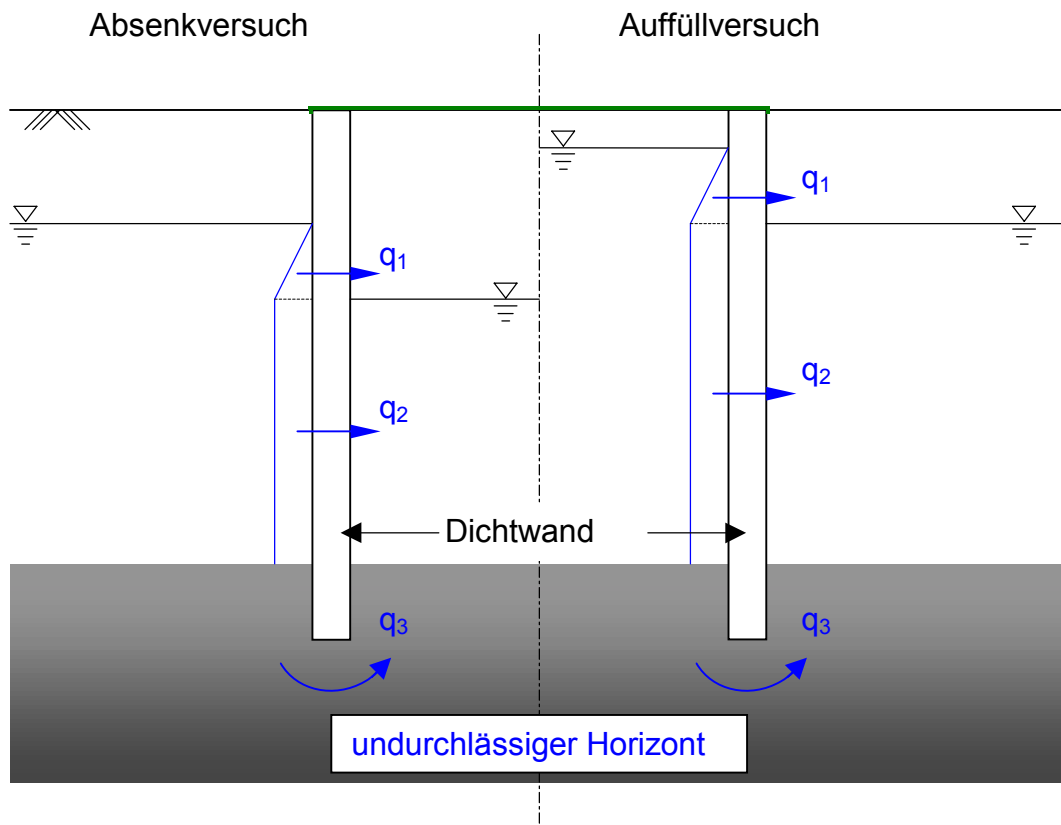


Bild 26: Schematische Darstellung eines Auffüll- und Absenkversuches im Probekasten (SCHULZ und SCHRÖDER, 2000)

Erfolgt der hydraulische Test mittels eines Probekastens, bezieht sich die Bezeichnung des Verfahrens (Absenk- bzw. Auffüllversuch) jeweils auf die Wassermenge im Probekasten. Beim Absenkversuch wird Wasser entnommen und dadurch der Wasserspiegel im Probekasten abgesenkt. Die Absenkgeschwindigkeit hängt dabei hauptsächlich von der Porenraumentwässerung des Bodens ab. Es ist nicht unbedingt erforderlich, mit der Bestimmung der Systemdurchlässigkeit bis zum Abschluss der Porenraumentwässerung zu warten. Wird nur die Einhaltung eines Grenzwertes geprüft, kann dies mit der für die Durchlässigkeit ungünstigen Annahme einer vorzeitig abgeschlossenen Porenraumentwässerung erfolgen.

Beim Absenkversuch wirkt das erzeugte hydraulische Gefälle von außen nach innen auf den Probekasten. Nach der Fertigstellung einer Dichtwand wird i. Allg. der Grundwasserspiegel innerhalb des umschlossenen Gebietes unterhalb des äußeren Wasserspiegelhorizontes abgesenkt. Durch diese Maßnahme wird ein hydraulisches Gefälle von außen nach innen erzeugt, wodurch z. B. bei der Umschließung von Altlasten das Austreten von kontaminierten Wässern verhindert wird. Das hydraulische Gefälle wirkt also beim Probekasten in Richtung der späteren Belastung. Auch entspricht der getestete Bereich des Probekastens (unterhalb des Grundwasserspiegels) dem beim Dichtwandbauwerk beanspruchten Bereich.

Im Gegensatz zum Absenkversuch bietet der Auffüllversuch im Wesentlichen einen Zeitvorteil. Zum einen ist die Porenraumverfüllung i. d. R. schneller durchzuführen als die Entwässerung, zudem ist vor Versuchsbeginn baubedingt meist ein Wasserüberstau (z. B. aus Filtrat- und Regenwasser) im Probekasten vorhanden. Nachteilig wirkt sich dagegen aus, dass das hydraulische Gefälle entgegen der späteren Belastung wirkt. Durch die Umkehr des hydraulischen Gefälles kann z. B. ein nur leicht gespannter zweiter Grundwasserhorizont unterhalb der Dichtwand zunächst unbemerkt bleiben und die Ergebnisse des Probekastens im Sinne einer scheinbar geringeren Durchlässigkeit verfälschen. Des Weiteren sind Lufteinschlüsse möglich, die die ermittelte Systemdurchlässigkeit verfälschen. Ebenfalls muss berücksichtigt werden, dass die Wand im Bereich oberhalb des Grundwassers mit erfasst wird, welches nicht den Anforderungen an das eigentliche Bauwerk entspricht. Liegen die Durchlässigkeiten oberhalb des Grundwassers unter denen des restlichen Systems, wird im Auffüllversuch eine auf der unsicheren Seite liegende zu geringe Systemdurchlässigkeit ermittelt.

Beim Vergleich der stationären mit der instationären Prüfmethode ist insbesondere das konstante hydraulische Gefälle für die stationäre Versuchsart positiv hervorzuheben. Jedoch kann das Ergebnis durch eine zyklische Wasserentnahme bzw. Infiltration beeinflusst werden. Beim stationären Versuch kann es durch wiederholte Wasserzufuhr bzw. -entnahme zur Ausbildung von Absenk- bzw. Auffülltrichtern im Kasten kommen. Dieser horizontal nicht ausgeglichene Wasserspiegel kann durch die gezielte Anordnung von Brunnen (möglichst zentral im Kasten) und Messpegeln (relativ nah an der Dichtwand) berücksichtigt werden. Bei der Auswertung werden häufig instationäre Versuche vereinfachend als stationär betrachtet, was durch die Wahl entsprechend kurzer Zeiträume oder aber geringer Änderungen der Wasserspiegeldifferenz sowie unter Beachtung der für diese Vereinfachung zu treffenden Berechnungsannahmen möglich ist.

Für die Berechnung der Systemdurchlässigkeit existieren verschiedene Berechnungsansätze (u. a. FOIK, 1994; FRIEDRICH und RUPPERT, 2000).

6.4.4 Untersuchungen zur Durchlässigkeitsentwicklung

In Bild 27 ist die Entwicklung des Durchlässigkeitsbeiwertes über das Probenalter dargestellt. Der Zeitpunkt des Durchströmungsbeginns variiert zwischen 7 und 105 Tagen. Die Proben werden mit einem hydraulischen Gefälle von $i = 30$ über einen Zeitraum von bis zu 120 Tagen durchströmt. Die Lagerungs- und Durchströmungstemperatur beträgt bei allen Versuchen einheitlich ca. 20 °C. Die Durchlässigkeitsbeiwerte werden täglich ermittelt, wobei die dargestellten Punkte Mittelwerte aus mindestens drei Teilversuchen beim gleichen Durchströmungsbeginn sind.

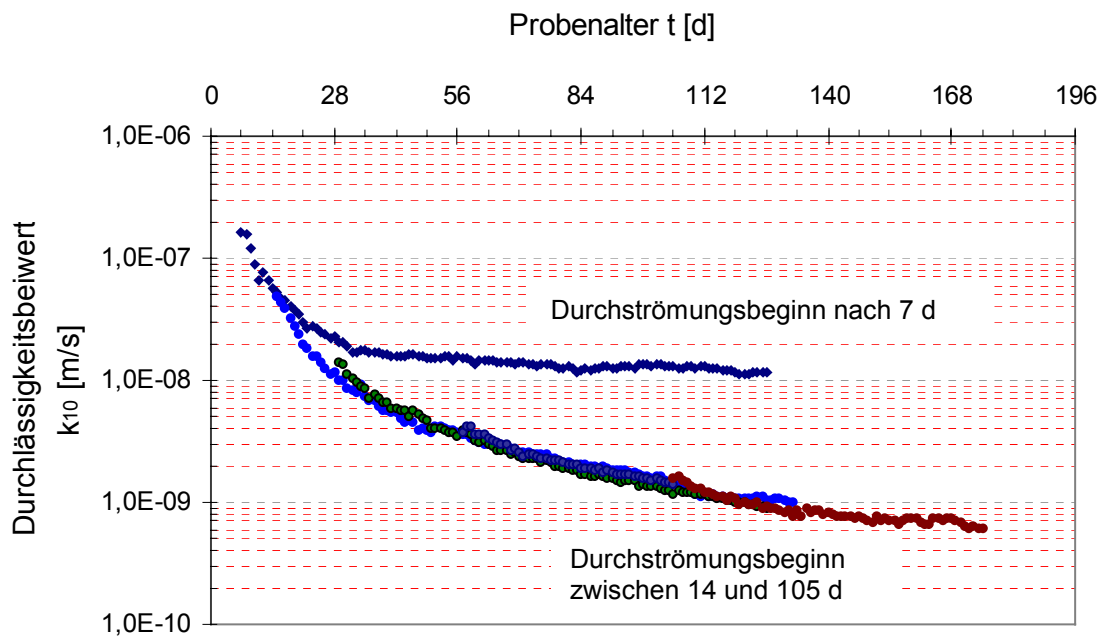


Bild 27: Entwicklung des Durchlässigkeitsbeiwertes in Abhängigkeit vom Durchströmungsbeginn

Werden zunächst nur die Proben betrachtet, die nach frühestens 14 Tagen Lagerung durchströmt werden, stellt sich unabhängig vom Zeitpunkt des Durchströmungsbeginns im gleichen Probenalter ein annähernd gleicher Durchlässigkeitsbeiwert ein. Die Durchlässigkeitsbeiwerte der über einen längeren Zeitraum gelagerten Proben schließen an Werte der bereits durchströmten Proben auf einem leicht niedrigeren Niveau an. Über den gesamten Untersuchungszeitraum fällt der Durchlässigkeitsbeiwert, wobei die Abnahmegeschwindigkeit mit zunehmenden Probenalter geringer wird und sich offensichtlich einem Grenzwert annähert. Im Probenalter von 130 Tagen beträgt der Durchlässigkeitsbeiwert $k_{10} \approx 1 \cdot 10^{-9}$ m/s.

Ein anderes Durchlässigkeitsverhalten weisen Proben auf, die bereits nach 7 Tagen Lagerung durchströmt werden. Innerhalb der ersten Durchströmungswochen nimmt der Durchlässigkeitsbeiwert kontinuierlich ab (ca. eine Zehnerpotenz in vier Wochen) und verbleibt im weiteren Verlauf auf einem annähernd konstanten Niveau von ca. $k_{10} \approx 2 \cdot 10^{-8}$ m/s. In einem Probenalter von 130 Tagen sind die Proben somit um ca. eine Zehnerpotenz durchlässiger als die nach einer längeren Lagerungszeit erstmalig durchströmten Proben.

Insbesondere zu Beginn der Hydratation führen u. a. Erosionseffekte (s. Kap. 4.5) zu Strukturveränderungen und demzufolge zur Veränderung der Festigkeit und Durchlässigkeit. Mit steigendem Hydratationsgrad verfestigt sich die Struktur der Masse weiter, so dass die Einflüsse einer Durchströmung immer geringer werden. Nach 14 Tagen Lagerung unter 20 °C ist die Hydratation bereits soweit fortgeschritten, dass nachhaltige Schädigungen der Dichtwandmasse durch die aufgebrachte hydraulische Belastung unwahrscheinlich sind.

6.4.5 Empfehlungen zur Durchführung von Durchlässigkeitsversuchen an Dichtwandproben in der Triaxialzelle

Die Versuchsergebnisse von Durchlässigkeitsuntersuchungen können stark streuen. Um die Varianz der zu ermittelnden Durchlässigkeitsbeiwerte im Rahmen dieser Arbeit möglichst gering zu halten, werden im Folgenden Empfehlungen für die Durchführung von Durchlässigkeitsversuchen in der Triaxialzelle gegeben. Abweichungen von den Versuchsrandbedingungen werden in den jeweiligen Kapiteln aufgeführt.

Empfehlungen

- Identische Herstellung der Probekörper (u. a. gleiches Mischungsverhältnis, gleiche Aufbereitung, planparallele Endflächen)
- Verwendung von Schalkörpern mit identischem Füllungsgrad, wobei die Schalkörper mindestens 20 % größer sind als die Probekörper
- Entlüften der Probekörper z. B. mit einem Schneebesen
- Dauerhafte Lagerung der Probekörper unter Wasser bei ca. 20 °C und sonst gleichen Bedingungen
- Erschütterungsfreie Lagerung
- Nur Verwendung von homogenen Probekörpern (ohne Schmierschicht)
- Mindestens 3 Teilversuche unter identischen Randbedingungen
- Nur Verwendung von Filtersteinen und Filterpapier, die um mindestens eine Zehnerpotenz durchlässiger sind als die Probe
- Nur Einbau von Proben, die eine Mindestdruckfestigkeit besitzen und durch die Gummimembran und den Anpressdruck nicht im Gefüge zerstört werden
- Sowohl den Einlauf- als auch Auslaufdurchlässigkeitsbeiwert ermitteln
- Seitlichen Anpressdruck so groß wählen, dass Umläufigkeiten auszuschließen sind (0,3 bar über dem Durchströmungsdruck)
- Seitlichen Anpressdruck nicht unnötig über 0,3 bar Differenz anheben, um keine Probenkompaktion zu erzeugen und den Druckgradienten durch die Gummihülle niedrig zu halten
- Zähigkeit des Wassers über den Korrekturfaktor α berücksichtigen
- Grafische Darstellung des Verlaufs des Durchlässigkeitsbeiwertes über die Zeit, um Messfehler zu eliminieren

7 Temperatur

7.1 Grundwassertemperatur

Das für den Aufschluss einer Dichtwandmasse benötigte Wasser wird meistens aus Brunnen (Grundwasser) oder dem Trinkwassernetz entnommen. Während der Hydratation des Bindemittels (Zementes) befindet sich die Dichtwandmasse in der Schlitzwand bei einer Umgebungstemperatur, die der Grundwassertemperatur (Bodentemperatur) entspricht. Für die Durchströmungstemperatur einer Dichtwand ist somit die Grundwassertemperatur anzusetzen. Demnach entsprechen die Herstell-, Lagerungs- und Durchströmungstemperatur einer Dichtwand der Grundwassertemperatur. Bei Eignungsprüfungen und baubegleitenden Qualitätsuntersuchungen werden Dichtwandmassen im Labor bei Temperaturen von ca. 20 °C hergestellt, gelagert und durchströmt. Inwieweit diese Temperatur den Bedingungen in situ entspricht, wird im Folgenden näher erläutert.

Innerhalb der gemäßigten Breiten werden die Grundwassertemperaturen in zwei Bereiche unterteilt. In dem oberflächennahen Bereich unterliegt die Grundwassertemperatur den jahreszeitlichen Temperaturschwankungen der Luft sowie anthropogenen Einflüssen. Ab einer Tiefe von ca. 15 m (SCHLEYER und KERNDORFF, 1992) bzw. von 15 - 20 m (WILHELM, 1976) ist die Temperatur als konstant anzusehen. Dieser Bereich wird als indifferente Zone bezeichnet.

Oberflächennaher Bereich

Im oberflächennahen Bereich verringern sich mit zunehmender Tiefe die Einflüsse der Lufttemperatur exponentiell. Die Intensität des Einflusses der Luft- auf die Grundwassertemperatur ist hierbei von den Faktoren Flurabstand und Wärmeleitfähigkeit des Untergrundes abhängig. Der mit der Tiefe abnehmende jahreszeitliche Einfluss der Lufttemperatur auf das Grundwasser war Gegenstand mehrerer Untersuchungen. KAPPELMEYER (1961) untersuchte bereits in den fünfziger Jahren den Jahreszyklus der Grundwassertemperaturen in verschiedenen Tiefen bei Hannover. Ein Ergebnis seiner Untersuchungen ist, dass mit zunehmender Tiefe die Temperaturmaxima aus dem dritten Jahresquartal in das vierte und die Temperaturminima von dem ersten in das zweite Quartal verlagert werden. Ab einer Tiefe von ca. 7 - 10 m betragen die jahreszeitlichen Temperaturschwankungen im Grundwasser $\Delta T = \pm 0,5$ °C. In Abhängigkeit vom Bewuchs stellte KAPPELMEYER in 12 - 14 m Tiefe Jahresschwankungen von 0,1 °C fest. Die Grundwassertemperatur liegt ab einer Tiefe von 10 m zwischen 9 °C und 10 °C. Weitere Untersuchungen (DOHR, 1989; SCHEFFER und SCHACHTSCHABEL, 1984; DORNSTÄDTER, 1996) bestätigen den mit der Tiefe abnehmenden jahreszeitlichen Einfluss der Lufttemperatur auf das Grundwasser. Ab einer Tiefe von 10 m ist eine Grundwassertemperatur von ca. 10 °C vorherrschend.

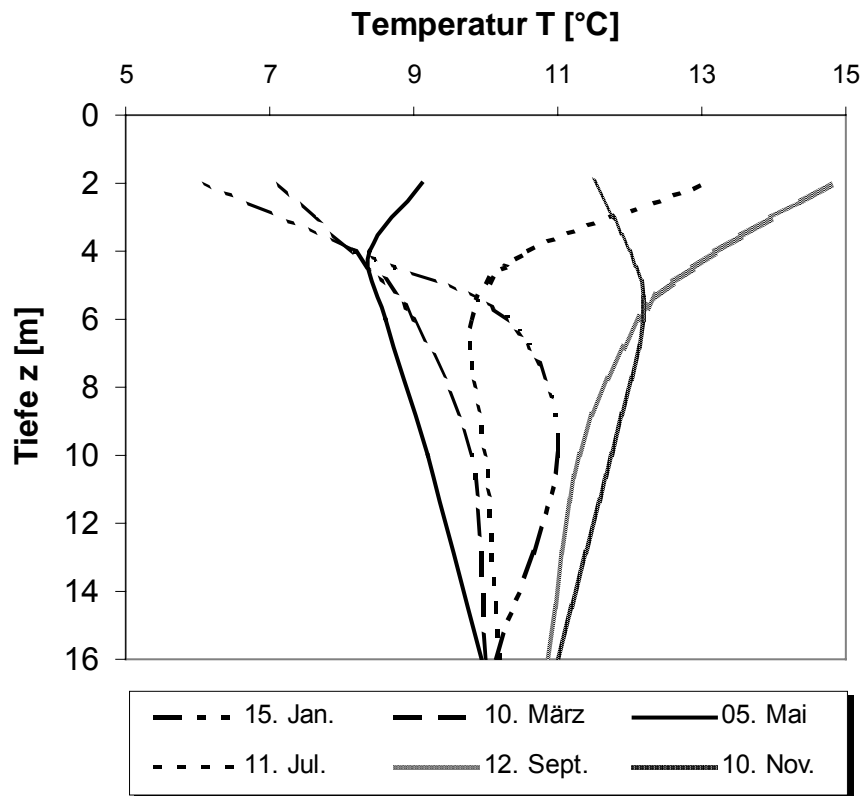


Bild 28: Temperaturverläufe des Grundwassers über die Tiefe in Abhängigkeit von der Jahreszeit (DORNSTÄDTER, 1996)

Untersuchungen von DOHR (1989) im Raum München haben gezeigt, dass das Temperaturmaximum generell im 4. Quartal und das Minimum im 2. Quartal erreicht wird. Die Schwankungsbreite beträgt in Abhängigkeit von der Tiefe 2 - 3 °C. Das Leichtweiß-Institut der Technischen Universität Braunschweig ermittelte in der Umgebung von Braunschweig im Sommer eine Grundwassertemperatur von ca. 11 °C in 5 m Tiefe.

Neben den jahreszeitlichen Schwankungen der Grundwassertemperatur existieren noch eine Vielzahl von anthropogenen Einflussfaktoren. Oberhalb der indifferenten Zone wird die Grundwassertemperatur beeinflusst durch

- die Bebauungsdichte,
- eine mögliche Untergrundversiegelung,
- Versorgungsleitungen,
- U- und S-Bahn-Tunnel-Systeme sowie deren Bahnhöfe,
- Baumaßnahmen (z. B. Vereisung),
- saisonale Thermospeicher,
- die Einleitung von Abwasser oder erwärmtem Kühlwasser sowie
- den Abstrom von Abfallablagerungen.

Besonders der letzte Punkt kann durch exotherme chemische Reaktionen und überwiegend mikrobiologische Umsetzungsprozesse in Extremfällen zu einer Erhöhung der Grundwassertemperatur auf über 20 °C führen (BRILL et al., 1986). DOHR verweist als extremes Zusammenspiel vieler anthropogener Einflussfaktoren auf das Zentrum der Stadt München. Flächenhaft sind in oberflächennahen Bereichen Temperaturen von 17 - 20 °C, punktuell über 20 °C festgestellt worden. Inwieweit diese Faktoren die Temperatur des Grundwassers beeinflussen, hängt von der Mächtigkeit, der Tiefe und der Fließgeschwindigkeit des Grundwassers ab.

Zusammenfassend und unter Vernachlässigung der anthropogenen Einflussfaktoren kann für den oberflächennahen Bereich bei einer Tiefe ab ca. 10 m eine Grundwassertemperatur von 9 °C bis 10 °C angenommen werden, wobei die jahreszeitlichen Temperaturschwankungen $\pm 0,5$ °C betragen.

Indifferente Zone

In der indifferenten Zone entspricht die Grundwassertemperatur grundsätzlich der mittleren Jahrestemperatur der Luft. Für den Bereich Mitteleuropa können hierfür Temperaturen von 8 - 9 °C angesetzt werden. In größeren Tiefen nimmt die Temperatur in Abhängigkeit von der Beschaffenheit des Bodens und seines Wärmeflusses zu. Hierbei wird der vertikale Zwischenraum, innerhalb dessen der Temperaturunterschied 1 °C beträgt, als geothermische Tiefenstufe bezeichnet. Für Deutschland liegt die Mächtigkeit einer geothermischen Tiefenstufe zwischen 20 m und 40 m, wobei von einem Mittelwert von 33 m ausgegangen werden kann (MATTHESS, 1994). Im Rahmen dieser Arbeit können die Einflüsse der geothermischen Tiefenstufe vernachlässigt werden, da sie für Dichtwandbaumaßnahmen zu gering sind.

SCHLEYER und KERNDORFF (1992) geben zur Abschätzung der Grundwassertemperaturen Orientierungswerte in Abhängigkeit vom anstehenden Untergrund an. Die gemittelten Werte, die in Tabelle 7 aufgeführt sind, basieren auf Untersuchungen verschiedener Grundwässer. Bei den Untersuchungen zeigten sich bei Einzelmessungen minimale Grundwassertemperaturen von 5 °C. Diese traten bei Massenkalk und Buntsandstein auf.

Tabelle 7: Orientierungswerte der Temperaturverteilung in verschiedenen Untergründen (SCHLEYER und KERNDORFF, 1992)

Untergrund	geogener Normalbereich [°C]	Beginn anthropogen beeinflusster Bereich [°C]
Lockersedimente	9,1 - 11,5	12,7
Kalk / Dolomit	9,2 - 12,9	13,7
Buntsandstein	9,7 - 11,2	12,7
sonstiges Festgestein	9,5 - 11,6	12,9

7.2 Temperaturen im Schlitz

Im Rahmen der Qualitätssicherung einer Dichtwandbaumaßnahme im Raum Hannover hat das IGB-TUBS im Oktober 1996 die Temperaturen der Dichtwand-suspension untersucht. Das Anmachwasser (Grundwasser) wies eine Temperatur von ca. 11 °C auf. Die Temperatur der frischen Suspension am Ausgang vom Mischer bzw. beim Zulauf zum Dichtwandschlitz betrug durchschnittlich 12,3 °C. Nach Erreichen der Endteufe von ca. 24 m wurde die Temperatur der Suspension im Schlitz in Abständen von 1 m erfasst. Die ermittelte Schwankungsbreite der Temperaturen lagen zwischen 13,3 °C und 14,2 °C, wobei ein Einfluss über die Tiefe nicht feststellbar war. Die zunehmenden Temperaturen der Suspension (Anmachwasser - Mischer - Schlitz) ergeben sich durch die fortschreitende Hydratation des Zementes und der zugeführten Mischenergie.

7.3 Reifegrad

Für die Beurteilung der Betonfestigkeit ist i. Allg. die Würfeldruckfestigkeit im Alter von 28 Tagen maßgebend. In Abhängigkeit von der Würfeldruckfestigkeit werden auch die Betonfestigkeitsklassen eingeteilt.

Der Erhärtungszustand während des Hydratationsprozesses ist neben der Erhärtungsdauer auch von der Erhärtungstemperatur abhängig. Um die Festigkeitsentwicklung von zwei unter verschiedenen Temperaturen ablaufenden Hydratationsprozessen vergleichen und beurteilen zu können, kann ein „wirksames Hydratationsalter“ berechnet werden, bei dem beide Reaktionen jeweils den gleichen Erhärtungszustand (gleichen Grad-Stunden-Wert) besitzen. Dieser Erhärtungszustand, der auch als Reifegrad bezeichnet wird, ergibt sich aus der nachfolgenden Formel (GUTSCH, 1998):

$$R_1 (T_1(t)) = R_2(T_2(t)) = R. \quad (\text{Gl. 12})$$

Somit ist der Reifegrad als ein von der Temperatur (T) und der Zeit (t) abhängiger Faktor definiert. Ein weiterer zu berücksichtigender Parameter ist eine material-spezifische Geschwindigkeitsfunktion (v), die aus Versuchen (i. d. R. bei 20 °C) ermittelt werden kann. Nach Bestimmung der materialspezifischen Geschwindigkeitsfunktion des jeweiligen Baustoffes können die Zeiten t_1 und t_2 , bei denen der Reifegrad von zwei unter verschiedenen Temperaturen erhärteter Massen identisch ist, mit der im Folgenden angegebenen allgemeingültigen Funktion für den Reifegrad berechnet werden (GUTSCH, 1998).

$$R = \int_0^{t_1} v(T_1(t))dt = \int_0^{t_2} v(T_2(t))dt \quad (\text{Gl. 13})$$

In der Betontechnologie gibt es eine Vielzahl von Reifegradfunktionen, die auf empirisch ermittelten Werten unter Berücksichtigung der materialspezifischen Geschwindigkeitsfunktion beruhen. Die Formeln, die jeweils für den untersuchten Baustoff gelten, unterscheiden sich im Wesentlichen durch die Abschätzung der niedrigsten Temperatur, bei der die Hydratation beginnt sowie über die sich in verschiedenen Temperaturbereichen einstellende Erhärtung. Aus diesen Gründen werden aus verschiedenen Reifefunktionen auch unterschiedliche Reifegrade und wirksame Alter ermittelt. Grundsätzlich sind die Reifefunktionen nur als Näherungen anzusehen.

Tabelle 8 enthält die in der Literatur von verschiedenen Autoren angegebenen Reifefunktionen.

Tabelle 8: Unterschiedliche Reifefunktionen (aus ALTNER und REICHEL, 1981)

Autor	Reifefunktion	angenommener Erhärtungsstillstand [°C]
Nurse, 1949	$R = T_b \cdot t;$ $t_{20} = \frac{T_b}{20} \cdot t$	0
Saul, 1951	$R = t \cdot (T_b + 10);$ $t_{20} = \frac{(T_b + 10)}{30} \cdot t$	-10
Plowman, 1956	$R = t \cdot (T_b + 11,5);$ $t_{20} = \frac{(T_b + 11,5)}{31,5} \cdot t$	-11,5
Rastrup, 1956	$t_{20} = \frac{T_b - 20}{795 T_b + 78} \cdot t$	-78
Mironov und Ganin	für PZ: $R = t \cdot (T_b + 30)^2;$ $t_{20} = \left(\frac{T_b + 30}{50}\right)^2 \cdot t$ für HOZ: $R = t \cdot (T_b + 30)^{2,5};$ $t_{20} = \left(\frac{T_b + 30}{50}\right)^{2,5} \cdot t$	-30
R = Reifegrad [°Cd; Kh]; T_b = Lagerungs- bzw. Betontemperatur [°C;K]; t = Erhärtungszeit [d; h]; t_{20} = Ersatzzeit bezogen auf 20 °C Lagerungstemperatur [d; h]		

Die von SAUL angegebene Temperaturfunktion gilt mit ausreichender Genauigkeit nur im Temperaturbereich bis ca. 40 °C. Für den Temperaturbereich von 30 bis 100 °C ist die von MIRONOV und GANIN entwickelte Reifefunktion zu verwenden (ALTNER und REICHEL, 1981).

7.4 Temperatureinfluss auf die verschiedenen Materialien

7.4.1 Bentonit

RHUNAU (1985) untersuchte den Einfluss der Temperatur auf das Quellverhalten und die Durchlässigkeit von drei Bentonitsorten. Bei den Durchlässigkeitsuntersuchungen wurde in die Versuchsstände, bei denen zusätzlich eine Normalspannung aufgebracht werden konnte, Bentonit trocken eingefüllt und anschließend mit Wasser unterschiedlicher Temperatur durchströmt. Die Ergebnisse lieferten eine gute Übereinstimmung mit dem empirischen Ansatz nach POISEUILLE (s. Gl. 11). Mit steigender Temperatur steigt auch die Durchlässigkeit an. Des Weiteren fällt die Durchlässigkeit beim Aufbringen einer Normalspannung. Bei den Untersuchungen zum Quellverhalten zeigte sich, dass bei allen Temperaturen der gleiche Endwert der Quellhebung erreicht wurde. Jedoch trat der Endwert bei den Proben mit höheren Wassertemperaturen schneller ein. Ferner weisen die Proben bei höheren Temperaturen im jungen Alter höhere Quellgeschwindigkeiten auf.

Eigene Voruntersuchungen zum Quellverhalten von Bentonit bestätigen die Ergebnisse von RHUNAU. Es werden reine Bentonitsuspensionen mit unterschiedlichem Bentonitanteil und verschiedenen Wassertemperaturen angemischt und anschließend die Suspensionskennwerte bestimmt. Hierbei werden die Mischungsverhältnisse 50 und 75 kg Tixoton auf 1 m³ Suspension sowie die Temperaturen 9, 18 und 27 °C untersucht.

Die organoleptische Ansprache der Bentonitsuspension zeigt zunächst eine Konsistenzänderung bei unterschiedlichen Anmachwassertemperaturen. Dieses wird durch die Suspensionskennwerte verifiziert. Tabelle 9 enthält die Versuchsergebnisse der Untersuchungen als Mittelwerte für die Auslaufzeit (Marsh-Zeit) und die Fließgrenze aus jeweils mindestens 60 Teilversuchen und für die Filtratwasserabgabe aus mindestens 20 Teilversuchen.

Tabelle 9: Suspensionskennwerte reiner Bentonitsuspensionen bei unterschiedlichen Temperaturen

Mischungsverhältnis	Temperatur [°C]	Auslaufzeit [s]	Fließgrenze [N/m ²]	Filtratwasserabgabe [cm ³]
50 kg Bentonit auf 1 m ³ Suspension	9	30,4	12,4	14,7
	18	30,5	17,2	15,4
	27	30,6	25,8	15,6
75 kg Bentonit auf 1 m ³ Suspension	9	33,6	28,4	11,4
	18	36,4	35,6	11,8
	27	38,5	54,2	12,0

Mit zunehmender Temperatur ist ein Anstieg der Fließgrenze zu verzeichnen, welche durch das schnellere Quellen des Bentonits bedingt ist. Auch die Auslaufzeiten steigen mit höheren Temperaturen, wobei bei der Mischung mit dem geringeren Bentonitanteil der Einfluss der Temperatur sehr gering ist. Der Grund für das schnellere Quellen des Bentonits bei höheren Temperaturen ist in der zugeführten thermischen Energie (temperiertes Anmachwasser) zu sehen. Durch das Zuführen der thermischen Energie findet eine beschleunigte Reaktion der Kationen des Bentonits mit den Wassermolekülen des Anmachwassers statt (BROWN'sche Molekularbewegung). Hierdurch steigt die Viskosität der Suspension an.

Bei der Filtratwasserabgabe ist eine gegenläufige Tendenz erkennbar. Bei Temperatursteigerung steigt auch das Volumen des abgefilterten Wassers. Die Ursache für die erhöhte Filtratwasserabgabe kann in zwei Faktoren begründet sein. Eine Möglichkeit ist, dass sich bei höheren Temperaturen ein Filterkuchen mit einer geringeren Mächtigkeit ausbildet. Diese Vermutung konnte durch eine organoleptische Ansprache nicht bestätigt werden. Wahrscheinlicher sind die höheren Filtratwasserabgaben auf die dynamische Viskosität des Wassers zurückzuführen. Bei niedrigen Temperaturen weist Wasser eine höhere Viskosität auf (vgl. Gl. 10) und dementsprechend wird weniger Wasser durch den Filterkuchen gepresst.

7.4.2 Zement

Der Einfluss der Temperatur auf die Hydratation von Zement ist seit vielen Jahren bekannt. PAULINI (1988) beurteilt den Temperatureinfluss als „stark bis sehr stark“.

In der Betonindustrie wird eine Wärmebehandlung gezielt eingesetzt, um durch eine beschleunigte Frühfestigkeitsentwicklung kürzere Ausschalzeiten zu erreichen. Weiterhin setzt die Fertigteilindustrie Wärmebehandlungen ein, um bereits nach kurzer Zeit stapelbare und/oder transportable Betonteile zu erhalten.

In Bezug auf die Festigkeitsentwicklung von Zement werden in der Betonindustrie die folgenden Temperaturbereiche unterschieden:

Frosttemperatur	< 0 °C
niedrige Temperatur	0 bis 10 °C
Normaltemperatur	10 bis 30 °C
erhöhte Temperatur	30 bis 100 °C
hohe Temperatur	> 100 °C

Bei Frosttemperatur beginnt das Anmachwasser unter Volumenzunahme zu gefrieren und zerstört das Gefüge des Zementes. Für die Temperatur, bei der kein Erhärtungsprozess mehr festzustellen ist, wird i. d. R. eine Temperatur von $-10\text{ }^{\circ}\text{C}$ angegeben (ROSTÁSY, 1983; WEIGLER und KARL, 1989). Niedrige Temperaturen bewirken einen langsamen Hydratationsfortschritt, wodurch die Endfestigkeit erst später erreicht wird. Für die im Bereich Mitteleuropa i. d. R. auftretenden Normaltemperaturen wurde der Hydratationsverlauf bereits in Kapitel 3.1.3.2 beschrieben. Bei erhöhten oder hohen Temperaturen erfolgt eine Beschleunigung des Erhärtungsprozesses durch chemische und physikalische Beeinflussung des Hydratationsvorganges.

Die äußere Energiezufuhr bewirkt eine Zunahme an kinetischer Energie der Wassermoleküle. Hierdurch ist die Erhöhung der Diffusionsgeschwindigkeit des Wassers bedingt. Einzelne Wassermoleküle können erheblich weiter in das Zementkorn gelangen, bevor die sich bildende Gelschicht die Hydratation verlangsamt. Hierdurch werden sehr schnell viele kurze CSH-Phasen gebildet, die die Hydratation beschleunigen. In der Folge kann das freie Wasser jedoch immer schlechter bis an die noch nicht hydratisierte Zementkornoberfläche diffundieren, so dass die Hydratation schneller beendet wird. Da die Festigkeit eines Zementgels bei kurzen CSH-Phasen aufgrund der schlechteren Verfilzung geringer ist als bei langen CSH-Phasen, ist trotz einer höheren Anfangsfestigkeit die Endfestigkeit geringer (z. B. VAN BREUGL, 1991; LAUBE, 1990; LOCHER, 1984).

Des Weiteren wird die Reaktionsgeschwindigkeit nicht nur von der Temperatur, sondern auch von der Konzentration der reagierenden Stoffe beeinflusst, wobei die Löslichkeit vieler Stoffe mit der Temperatur ansteigt. Aus diesen Gründen werden bei höheren Temperaturen die mit der Hydratation verbundenen Vorgänge (z. B. Festigkeitsbildung, Wärmeentwicklung) zeitlich gerafft.

Die Reaktionsgeschwindigkeit eines Tricalciumsilikats C_3S wird bei einer Temperatursteigerung von 10 Kelvin um ca. 100 - 200 % in der ersten Hydratationsstufe und um etwa 20 % in der zweiten Hydratationsstufe erhöht (ALTNER und REICHEL, 1981). Während der zweiten Hydratationsstufe hydratisiert das langsamer reagierende Dicalciumsilikat durch die hohe Diffusionsgeschwindigkeit des Wassers schneller.

Demgegenüber wird bei niedrigen Lagerungstemperaturen die zweite Hydratationsphase verlängert. Dieses wirkt sich nachteilig auf die Frühfestigkeit aus. Jedoch werden bei niedrigen Lagerungstemperaturen eine größere Anzahl an langfaserigen CSH-Phasen ausgebildet. Lange CSH-Phasen sind stärker miteinander vernetzt als kurze CSH-Phasen, so dass sie zu einem festeren Zementsteingefüge zusammenwachsen. Eine höhere Endfestigkeit ist die Folge.

Untersuchungen von KLIEGER (1958) haben ergeben, dass im Bereich zwischen $1\text{ }^{\circ}\text{C}$ und $20\text{ }^{\circ}\text{C}$ nicht die Lagerung von $20\text{ }^{\circ}\text{C}$, sondern die Lagerung im Temperaturbereich zwischen $5\text{ }^{\circ}\text{C}$ und $13\text{ }^{\circ}\text{C}$ als optimal für die Erhärtung anzusehen ist. Bei diesen Lagerungsbedingungen wurden die höchsten Endfestigkeiten erzielt.

Den Erhärtungsverlauf der Betondruckfestigkeit (Portlandzement, $W/Z = 0,58$, Prismen: 10/10/40 cm, dauernde Feuchtlagerung) während der ersten 28 Tage nach der Herstellung in Abhängigkeit von der Lagerungstemperatur zeigt Bild 29. Alle übrigen Erhärtungsbedingungen waren bei diesen Untersuchungen identisch.

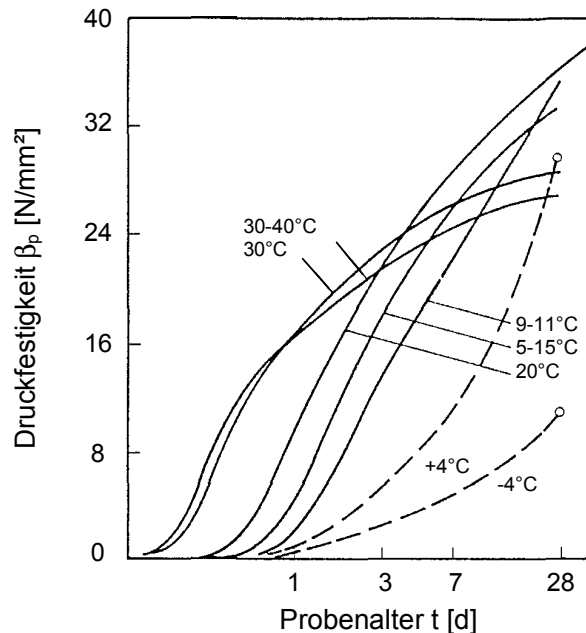


Bild 29: Betondruckfestigkeit eines Portlandzementes ($W/Z = 0,58$, Prismen 10/10/40 cm) in Abhängigkeit von der Temperatur innerhalb der ersten 28 Tage (BYFORS, 1982 in ROSTÁSY, 1983)

Zusammenfassend kann die schnellere Zunahme der Festigkeit bei höheren Temperaturen demnach auf eine schneller fortschreitende Hydratation der einzelnen Klinkerphasen zurückgeführt werden. Dabei erhöht sich die Erhärtungsgeschwindigkeit nicht linear, sondern verdoppelt sich im Allgemeinen bei einer Temperaturerhöhung um 10 K (WALZ und BONZEL, 1961). Bei hohen Lagerungstemperaturen ist folglich eine erhöhte Frühfestigkeit und bei niedrigen Lagerungstemperaturen eine höhere Endfestigkeit von Beton zu konstatieren.

7.4.3 Dichtwandmasse

MESECK (1987) untersuchte die Temperaturentwicklung von erhärtenden Dichtwandmassen unter quasiadiabatischen Bedingungen bei einer Ausgangstemperatur von 20 °C. Wichtigste Feststellung ist, dass die Temperaturentwicklung einer erhärtenden Dichtwandmasse prägnante Unterschiede zum Verlauf und zur Größe eines Zementleims oder eines Betons aufweist. Infolge der Hydratationswärmeentwicklung steigt die Temperatur in der Dichtwandmasse um ca. 10 K an. Das Temperaturmaximum (ca. 29 °C) wird nach etwa 4 Tagen erreicht und ist nach ca. 20 Tagen wieder auf das Anfangsniveau zurückgefallen. Der Einfluss des Zementgehaltes auf den Temperaturverlauf wird von MESECK als gering eingestuft.

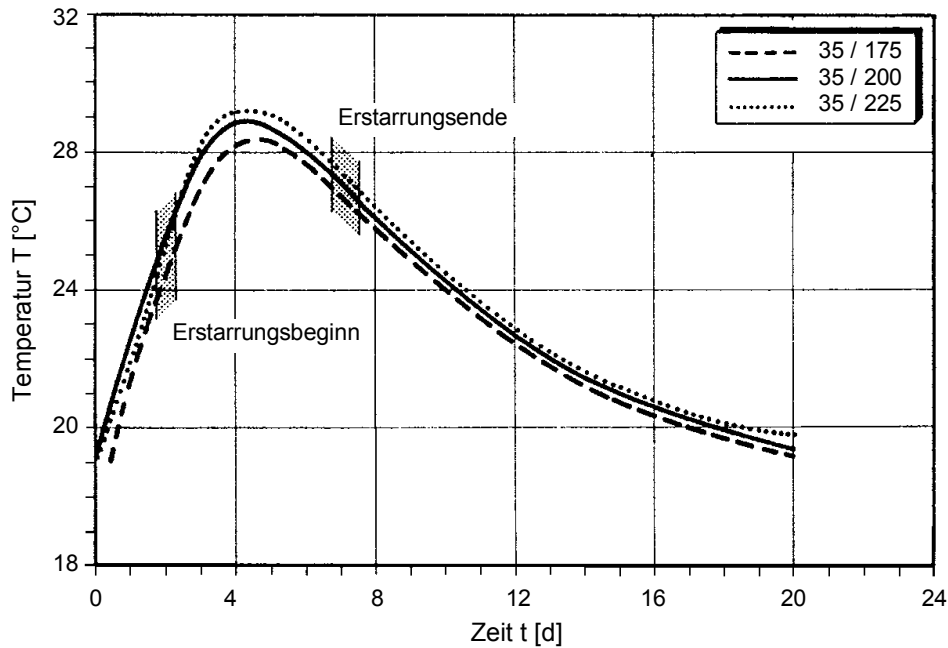


Bild 30: Temperaturentwicklung von Dichtwandmassen (Legende: Bentonit- / Zementanteil je m³ Suspension) (MESECK, 1987)

Die Untersuchungen zum Einfluss unterschiedlicher Lagerungswassertemperaturen auf die Erhärtungsentwicklung von Einphasen - Dichtwandmassen beschränken sich auf Lagerungswassertemperaturen oberhalb der in Eignungsprüfungen und Qualitätssicherungsuntersuchungen geforderten Temperatur von 20 °C. Zweck dieser Untersuchungen ist, den Einfluss der fortschreitenden Hydratation auszuschalten sowie die nach 28 Tagen geforderten Kennwerte bereits zu einem früheren Zeitpunkt abschätzen zu können.

SIMONS et al. (1985) haben den Einfluss von unterschiedlichen Lagerungstemperaturen (20, 40 und 60 °C) auf den Erstarrungsbeginn und das Erstarrungsende untersucht. Hierbei zeigte sich, dass bei hohen Temperaturen zum einen Erstarrungsbeginn und -ende sehr viel früher eintreten, zum anderen die Erstarrungszeiten verkürzt werden.

KAYSER (1995) sowie RODATZ et al. (1997) untersuchten, inwieweit eine beschleunigte Alterung von Dichtwandmassen durch Lagerung bei erhöhten Temperaturen (thermische Vorbehandlung) hervorgerufen werden kann. Sowohl Natrium- als auch Calcium-Bentonit-Dichtwandmassen hydratisierten unter Wasser bei 20, 40 und 60 °C bis zum eigentlichen Versuch. Prüfkriterien für die Alterung der Dichtwandmasse bei erhöhten Lagerungstemperaturen waren die Versuchskennwerte Bruchspannung und Elastizitätsmodul aus dem einaxialen Druckversuch. Die Druckversuche wurden in Probenaltern zwischen 1 und 199 Tagen durchgeführt. Zusätzlich wurden die Durchlässigkeitsbeiwerte ermittelt.

Die einaxialen Druckfestigkeiten q_u der Natrium-Bentonit-Dichtwandmasse sind in Bild 31 in Abhängigkeit vom Reifezustand für die Lagerungstemperaturen 20, 40 und 60° C dargestellt. Für die Berechnung des Reifegrades wurde die Formel von MIRONOV und GANIN (s. Tabelle 8) gewählt.

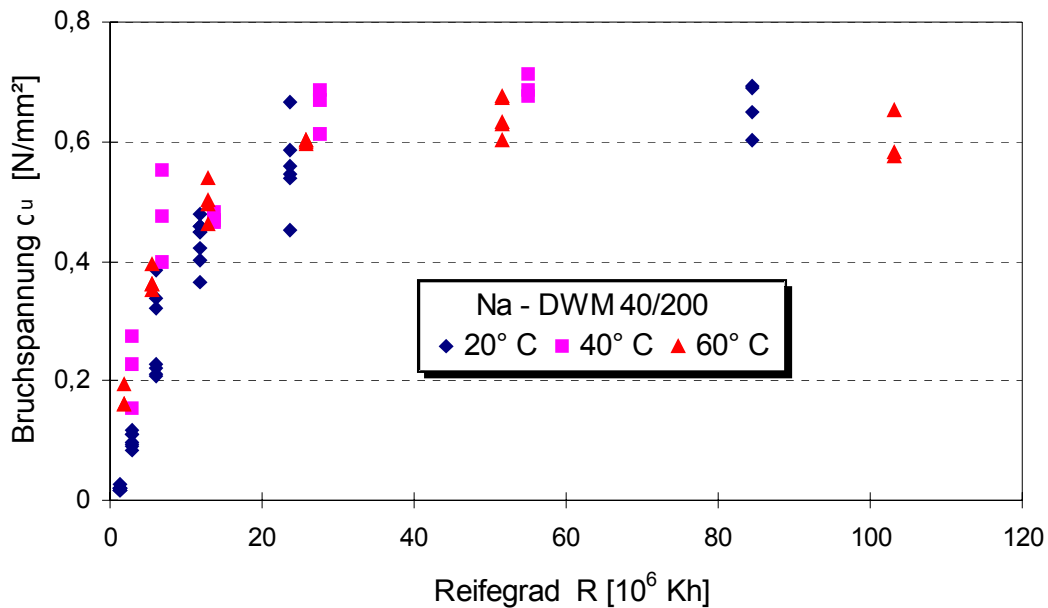


Bild 31: Einaxiale Druckfestigkeit einer Na-Bentonit-Dichtwandmasse in Abhängigkeit vom Reifegrad nach MIRONOV und GANIN (RODATZ et al., 1997)

Für alle Temperaturen stellt sich eine annähernd gleiche Festigkeitsentwicklung bezogen auf den Reifegrad ein. Nach einem zunächst steilen Anstieg bis zum Reifegrad von $R \approx 35 \cdot 10^6$ Kh kann eine weitere Festigkeitsentwicklung nicht festgestellt werden. Hieraus ergeben sich die Schlussfolgerungen, dass das Spannungs-Verformungs-Verhalten der Natrium-Bentonit-Dichtwandmasse durch eine thermische Vorbehandlung zu Beginn der Hydratation beschleunigt, in Bezug auf den Endwert der Festigkeit jedoch kaum verändert wird.

Eine gleichartige Festigkeitsentwicklung einer Calcium-Bentonit-Dichtwandmasse konnte von KAYSER bei unterschiedlichen Lagerungstemperaturen nicht verifiziert werden. Bei einer Lagerung unter 20 °C stellt sich eine ähnliche kontinuierliche Festigkeitsentwicklung bis zu einem Reifegrad von $R \approx 30 \cdot 10^6$ Kh ein. Demgegenüber entwickelt sich bei thermischer Vorbehandlung eine vergleichsweise hohe Anfangsfestigkeit. Bereits nach einem Tag Erhärtung besitzen die Proben mindestens 75 % der Bruchspannung, die nach 28 Tagen unter gleichen Lagerungsbedingungen ermittelt wird. Des Weiteren werden bei Lagerungstemperaturen von 60 °C die höchsten Endfestigkeiten erzielt. Eine bei 40 °C gelagerte Probe erreicht nur ca. 70 % der vermutlichen Endfestigkeit gegenüber einer bei 60 °C gelagerten Probe. Begründungen für die differierenden Endfestigkeiten, insbesondere die höchsten Werte bei einer Lagerungstemperatur von 60 °C werden von KAYSER nicht gegeben. Er verweist lediglich auf die relativ hohen Versuchsstreuungen und die starken Sedimentationserscheinungen im oberen Teil der Proben.

Der Einfluss von hohen Lagerungstemperaturen auf die Entwicklung des Durchlässigkeitsbeiwertes wurde von SIMONS et al. (1985) untersucht. Durch hohe Lagerungstemperaturen wird die Abnahme der Durchlässigkeit beschleunigt. Unter 60 °C gelagerte Proben erreichen nach einem Tag, unter 40 °C gelagerte Proben nach 3 Tagen den Durchlässigkeitsbeiwert von Proben die 7 Tage bei 20 °C erhärten.

7.5 Untersuchungen zum Einfluss der Anmachwassertemperatur

7.5.1 Allgemeines

Bei der Erstellung von Dichtwänden wird das Anmachwasser für die Suspension aus dem Trinkwassernetz oder aus Brunnen entnommen. Wie bereits in Kapitel 7.1 aufgeführt, kann für Brunnenwasser eine Temperatur von ca. 10 °C angesetzt werden. Die Wassertemperatur des Trinkwassernetzes beträgt ca. 15 °C.

In den folgenden Kapiteln wird der Einfluss der Anmachwassertemperatur auf die rheologischen Kennwerte einer Bentonit-Zement-Suspension sowie auf die einaxiale Druckfestigkeit und Durchlässigkeit einer Dichtwandmasse dargestellt. Für die einzelnen Untersuchungsserien wird das Anmachwasser auf Temperaturen zwischen 2,5 und 40 °C temperiert. Insgesamt werden mehrere Chargen mit insgesamt 8 verschiedenen Anmachwassertemperaturen angemischt. Nach der Ermittlung der rheologischen Kennwerte werden Probekörper hergestellt und bis zum Prüftermin unter Wasser gelagert. Die Lagerungstemperatur beträgt bei allen Untersuchungen einheitlich (20 ± 2) °C.

Im Gegensatz zu allen anderen Untersuchungen dieser Arbeit wird für die Untersuchungen zur Anmachwassertemperatur ein Hochofenzement (CEM III/B32,5 NW der ANNELIESE Zementwerke) mit einer höheren Mahlfineinheit verwendet. Aufgrund des höher eingeschätzten Temperatureinflusses können so die Unterschiede bei differierenden Anmachwassertemperaturen besser aufgezeigt werden. Jedoch ist eine höhere Mahlfineinheit auch mit höheren einaxialen Druckfestigkeiten und geringeren Durchlässigkeiten verbunden, so dass die Versuchsergebnisse nur eingeschränkt mit den Ergebnissen der anderen Kapitel verglichen werden können.

7.5.2 Wärmeentwicklung während des Anmischens

Im Vorfeld der eigentlichen Untersuchungen wird zunächst die Temperaturentwicklung der Suspension von Beginn des Anmischvorganges bis 60 Minuten nach Bentonitzugabe ermittelt.

Bild 32 zeigt den Verlauf der Wärmeentwicklung für Anmachwassertemperaturen von 10 °C und 20 °C. Bei den angegebenen Kurven handelt es sich um Mittelwerte aus jeweils 5 Chargen.

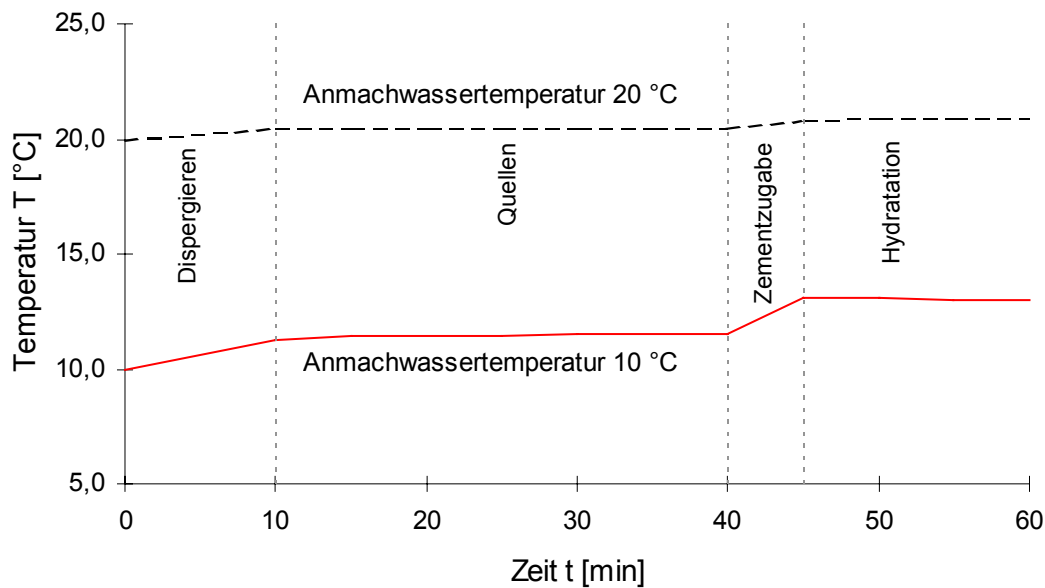


Bild 32: Temperaturverlauf während des Anmischvorganges

Grundsätzlich können die Kurven in vier Bereiche unterteilt werden. Im ersten Bereich - dem Dispergieren - ist ein Anstieg der Temperatur zu verzeichnen. Dem temperierten Wasser wird Bentonit (ca. 20 °C) zugegeben und anschließend wird die Suspension zehn Minuten gemischt. Durch den Rührvorgang wird kinetische Energie eingebracht, die zum Teil in Wärmeenergie umgewandelt wird. Der zweite Bereich kennzeichnet die halbstündige Quellzeit. Hierbei ist lediglich bei der mit 10 °C angerührten Suspension ein Temperaturanstieg um 0,3 K zu verzeichnen. Dieser basiert auf der Temperaturdifferenz zwischen der Suspensionstemperatur und der Umgebungstemperatur (ca. 20 °C). Der Anstieg im dritten Bereich ist hauptsächlich auf die Umwandlung von kinetischer Energie in Wärmeenergie zurückzuführen. Zu Beginn dieses Bereiches wird der Zement (ca. 20 °C) in die Bentonitsuspension eingerührt und anschließend 5 Minuten durchgemischt. Im vierten Bereich beginnt die Hydratation des Zementes. Da ein Hochofenzement mit einer langsamen Anfangserhärtung und einer niedrigen Hydratationswärme verwendet wird, ist in dem kurzen Untersuchungszeitraum zunächst kein weiterer deutlicher Temperaturanstieg zu verzeichnen.

Der Vergleich der beiden Kurven zeigt, dass bei einer Anmachwassertemperatur von 10 °C der Temperaturanstieg in den ersten 60 Minuten etwa doppelt so groß ist wie bei einer Anmachwassertemperatur von 20 °C. Dieses ergibt sich aus der relativ hohen Temperaturdifferenz zwischen der Raumtemperatur und der Anmachwassertemperatur von 10 K. Des Weiteren wird bei der Umwandlung von kinetischer Energie in Wärmeenergie jeweils der gleiche Energieeintrag eingebracht, jedoch bewirkt die gleiche Wärmeenergie bei niedrigeren Temperaturen einen größeren Temperaturanstieg. Zusätzlich steigt die Suspensionstemperatur der Suspension, die mit einer Anmachwassertemperatur von 10 °C angerührt wird, aufgrund des zugeführten wärmeren Bentonit- und Zementanteils.

7.5.3 Suspensionskennwerte

Nach dem temperaturabhängigen Anmischen der Suspension werden die Suspensionskennwerte ermittelt. Hierbei wird insbesondere darauf geachtet, dass die Suspensionskennwerte immer in der gleichen Reihenfolge und in gleichen Zeitintervallen nach dem Rühren bestimmt werden, um ein unterschiedliches zeitbedingtes Ansteifen der Suspension ausschließen zu können. Tabelle 10 enthält die aus mehreren Untersuchungen gemittelten Versuchsergebnisse.

Tabelle 10: Entwicklung der Suspensionskennwerte bei Variation der Anmachwassertemperatur

Anmachwassertemperatur	T_A	[°C]	2,5	5,0	7,5	10,0	15,0	20,0	30,0	40,0
Dichte	ρ_f	[t/m³]	1,16	1,16	1,16	1,16	1,16	1,16	1,16	1,16
Fließgrenze	τ_f	[N/m²]	27	29	30	32	34	52	70	108
Auslaufzeit	t_M	[s]	34,8	35,0	35,2	35,7	37,7	44,7	57,0	> 120
Filtratwasserabgabe	f	[cm³]	85	84	82	77	75	72	70	62
pH-Wert	pH	[-]	13,0	13,0	13,0	13,0	13,0	13,0	13,0	13,0
Leitfähigkeit	LF	[mS/cm]	6,0	5,8	6,0	6,2	6,6	8,4	9,1	10,8
Absetzmaß	a	[ml/24h]	5	5	5	5	5	4	2	1

Im Gegensatz zu den meisten Flüssigkeiten steigt mit der Temperatur auch die Viskosität an. Dieses wird bereits bei der organoleptischen Ansprache der Suspension deutlich und durch den Anstieg der Fließgrenze und der Auslaufzeit mit steigender Anmachwassertemperatur verifiziert. Besonders ab einer Temperatur von $T_A \geq 10$ °C ist der Einfluss der Temperatur prägnant. Da bei reinem Wasser ein Temperaturanstieg eine Verringerung der Viskosität bewirkt, sind die Ursachen für die temperaturbedingte Viskositätszunahme durch den Bentonit und den Zement bedingt. Infolge der zugeführten thermischen Energie (temperiertes Anmachwasser) findet eine beschleunigte Reaktion der Kationen des Bentonits mit den Wassermolekülen des Anmachwassers statt. Diese Reaktion bewirkt ein schnelleres Quellen des Bentonits und geht mit einer Erhöhung der Viskosität der Suspension einher (s. Kap. 7.4.1). Bei einem höheren Quellmaß können die Feststoffpartikel - entspricht hier dem Zement - wirksamer in Schwebe gehalten werden. Weiterhin wird durch höhere Temperaturen die Hydratation beschleunigt, wobei überwiegend kurzfasrige Hydratphasen gebildet werden, die eine höhere Frühfestigkeit erzeugen.

Die Fließgrenze, die der Scherfestigkeit entspricht und ein Maß für die Stützwirkung der Suspension darstellt, steigt also bei hohen Temperaturen an. Bei geringen Temperaturen ist die Stützwirkung geringer. Dementsprechend sollte bei der Dichtwandherstellung im Winter das Anmachwasser vorgeheizt werden.

Die mit der Spülungswaage ermittelte Dichte der Suspension wird durch unterschiedliche Anmachwassertemperaturen nicht beeinflusst. Bei der Filtratwasserabgabe, die Aufschluss über die Stabilität der Suspension gibt, ist mit steigenden Anmachwassertemperaturen ein Abfall zu konstatieren. Demnach ist die Suspension bei höheren Temperaturen stabiler. Die Sedimentation der Feststoffteilchen wird verringert, und es wird weniger Wasser abgeschieden. Dies wird auch durch das Absetzmaß bestätigt. Da die Feststoffe (Zementpartikel) durch ein schnelleres Quellen des Bentonits bei höheren Anmachwassertemperaturen nicht so stark sedimentieren, sinkt das Absetzmaß mit steigenden Temperaturen.

Unterschiedliche pH-Werte geben Aufschluss über eventuelle Verunreinigungen des Anmachwassers oder der Zuschläge bei identischen Mischungsverhältnissen. Da alle Mischungen im Labor mit den gleichen Inhaltsstoffen hergestellt werden, sind alle pH-Werte unabhängig von der Temperatur gleich. Sämtliche Mischungen sind aufgrund des Feststoffanteils basisch. Eine direkt nach Bentonitzugabe erfolgte Messung liefert einen pH-Wert von 10,7. Der weitere Anstieg auf einen pH-Wert von 13,0 ist durch den Beginn der Hydratation und der damit verbundenen Abspaltung größerer Mengen von Kalkhydrat vom Zement zu erklären.

Die Änderung der Leitfähigkeit zeigt, dass bei Temperaturen ab 15 °C eine vermehrte Ionenabgabe des Zementes stattfindet. Der Grund hierfür liegt in der beschleunigten Reaktion, bedingt durch die den Wassermolekülen zugeführte thermische Energie.

7.5.4 Erhärtete Dichtwandmasse

7.5.4.1 Einaxiale Druckfestigkeit

Nach der Ermittlung der rheologischen Kennwerte werden Probekörper hergestellt und bei einer Lagerungstemperatur von ca. 20 °C unter Wasser gelagert. Im Anschluss werden in Abhängigkeit von der Anmachwassertemperatur und dem Probenalter einaxiale Druckversuche entsprechend Kapitel 6.2 durchgeführt. Hierbei werden die Kennwerte einaxiale Druckfestigkeit, Elastizitätsmodul, Feuchtdichte und Trockendichte ermittelt.

Mit steigenden Anmachwassertemperaturen (von 2,5 auf 40 °C) verringert sich die Feuchtdichte um ca. $\Delta\rho \approx 0,005 \text{ t/m}^3$. Bereits aus den Frischsuspensionsuntersuchungen wird deutlich, dass bei niedrigen Temperaturen höhere Absetzmaße zu verzeichnen sind. D. h. je geringer die Temperatur des Anmachwassers ist, desto mehr Feststoffe setzen sich ab und die Feuchtdichte steigt an. Durch den höheren relativen Feststoffanteil nimmt auch die Trockendichte mit fallender Anmachwassertemperatur zu.

Die grafische Auswertung des Einflusses der Anmachwassertemperatur auf die einaxiale Druckfestigkeit im Probenalter von 14 und 28 Tagen zeigt Bild 33.

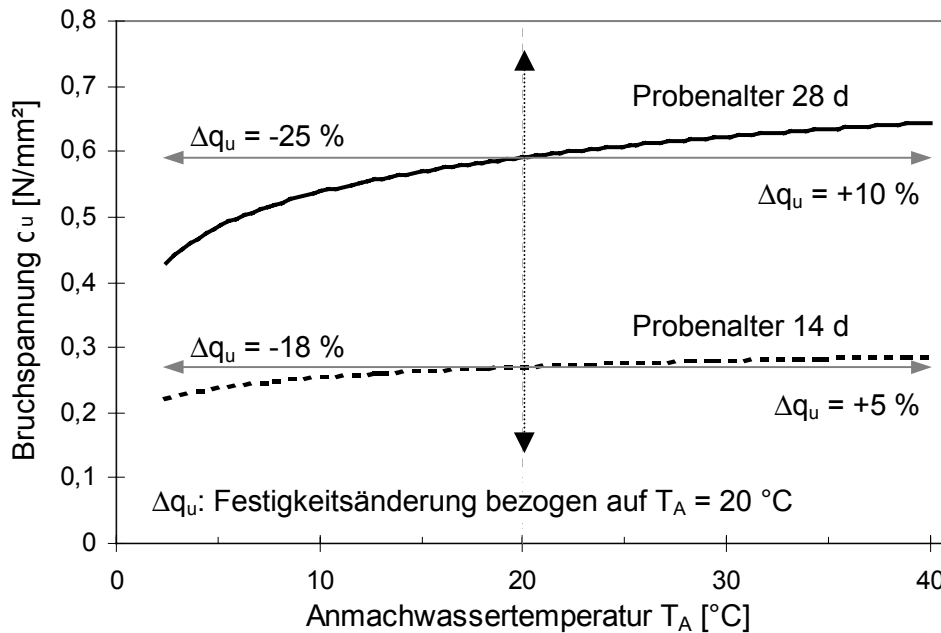


Bild 33: Abhängigkeit der Bruchspannung von der Anmachwassertemperatur

Die Änderung der Anmachwassertemperatur übt einen Einfluss auf die erhärtete Dichtwandmasse aus. Im Folgenden werden die mit einer Anmachwassertemperatur von $T_A = 20\text{ °C}$ angemischten Proben als Bezugswerte gewählt, da diese Temperatur üblicherweise bei Qualitätsuntersuchungen verwendet wird. In einem Probenalter von 14 Tagen weisen die mit 30 und 40 °C Anmachwassertemperatur hergestellten Proben eine geringfügig höhere Festigkeit (ca. 5 %) auf als die 20 °C-Mischungen. Der Einfluss von niedrigen Anmachwassertemperaturen ($T_A < 20\text{ °C}$) ist stärker ausgeprägt. Hier sind um bis zu 18 % geringere Druckfestigkeiten zu verzeichnen. Die beschriebenen Tendenzen der 14 Tage alte Proben werden durch die Untersuchungsergebnisse der nach 28 Tagen untersuchten Proben bestätigt. Nach 28 Tagen Lagerung liegen die Bruchspannungen der mit niedrigen Anmachwassertemperaturen angemischten Proben um bis zu 25 % unterhalb der Bruchspannungen der bei 20 °C angemischten Proben.

Die Abnahme der Druckfestigkeit bei niedrigen Anmachwassertemperaturen ($T_A < 20\text{ °C}$) basiert auf dem Quellverhalten des Bentonits. Wie bereits in Kapitel 7.4.1 gezeigt, quillt Bentonit bei höheren Anmachwassertemperaturen stärker. Ein stärker gequollener Bentonit kann die Zementkörner besser in Schwebelage halten. Hieraus ergibt sich eine gleichmäßige Verteilung des Zements innerhalb des Probekörpers, wodurch sich auch eine ausgeglichene Festigkeitsentwicklung einstellt. Bei geringen Anmachwassertemperaturen ist die Sedimentation der Zementteilchen stärker ausgeprägt, so dass die Feststoffe in den unteren Probenbereich verlagert werden. Diese Probekörper weisen zementreichere und zementärmere Bereiche auf, die entsprechend in ihrem Festigkeitsverhalten differieren. Im oberen Bereich entsteht eine zementärmere Schicht mit folglich geringerer Festigkeit. Da beim einaxialen Druckversuch der Bruch in dem Teil der Probe eintritt, der die geringste Festigkeit aufweist, versagen die mit niedrigen Anmachwassertemperaturen angemischten Probekörper bereits bei geringeren Spannungen im oberen Bereich der Probe.

7.5.4.2 Durchlässigkeit

Der Einfluss der Anmachwassertemperatur auf die Durchlässigkeit wird an insgesamt 64 Probekörpern untersucht. Die Durchführung der Durchlässigkeitsversuche erfolgt entsprechend Kapitel 6.4. Variiert werden die Temperaturen des Anmachwassers (5, 10, 15 und 20 °C) sowie das Alter der Probekörper beim Einbau in die Triaxialzelle bzw. Beginn der Durchströmung (14 und 28 Tage). Die Versuchsdauer beträgt bis zu 56 Tagen.

Eine eindeutige Beziehung zwischen Anmachwassertemperatur und Durchlässigkeitsbeiwert kann aus den Versuchen nicht abgeleitet werden. Die Differenzen zwischen den Versuchsergebnissen verschiedener Anmachwassertemperaturen liegen in der Größenordnung der allgemein üblichen Versuchsstreuungen von Durchlässigkeitsversuchen. Aus der Gesamtheit der Versuchsergebnisse zeichnet sich jedoch der Trend ab, dass die Proben bei höheren Anmachwassertemperaturen eine leicht geringere Durchlässigkeit besitzen.

7.6 Untersuchungen zum Einfluss der Lagerungswassertemperatur

7.6.1 Allgemeines

Nach dem Aushub der Dichtwandschlitze findet die Hydratation der Dichtwandmasse unter den vorliegenden Umgebungstemperaturen statt. Hierbei befindet sich ein Großteil einer Dichtwand in der indifferenten Zone bei Umgebungstemperaturen von ca. 10 °C. In diesem Bereich steht meistens auch das Grundwasser an, mit dem die Dichtwand durchströmt wird. Somit besteht eine Diskrepanz zwischen den Temperaturverhältnissen bei Eignungs- und Qualitätssicherungsuntersuchungen (ca. 20 °C) und den Lagerungs- und Durchströmungstemperaturen einer Dichtwand in situ (ca. 10 °C). Jedoch muss auch berücksichtigt werden, dass es sich bei Dichtwänden um massive Bauteile handelt, bei denen nur die Randbereiche mit der Umgebungstemperatur direkt in Kontakt kommen. Innerhalb der Wand entsteht besonders zu Beginn der Hydratation ein Temperaturgefälle, da ein durch die Hydratationswärme bedingter Temperaturanstieg in der Mitte der Wand langsamer abgebaut werden kann. Im Gegensatz zu Betonwänden ist die Hydratationswärmeentwicklung bei Dichtwänden u. a. aufgrund der verwendeten Bindemittel deutlich geringer. Bei Laboruntersuchungen wird bereits nach ca. 20 Tagen die Ausgangstemperatur wieder erreicht (s. Bild 30). Strömendes und durchströmendes Grundwasser in situ beschleunigt den Abbau des bestehenden Temperaturgefälles zwischen dem Rand- und dem Mittelbereich des Schlitzes.

Inwieweit die Temperaturdifferenzen zwischen den in situ-Bedingungen und den Bedingungen bei Eignungs- und Qualitätssicherungsuntersuchungen die Feststoffeigenschaften der Dichtwandmasse beeinflussen, wird in umfangreichen Versuchsserien näher untersucht. Als Prüfkriterien dienen die in Kapitel 6 näher beschriebenen Untersuchungen zum Feststoffverhalten. Nach dem Anmischen der Bentonit-Zement-Suspension (Anmachwassertemperatur 20 °C) werden zur Überprüfung des Mischungsverhältnisses und der Rheologie zunächst die Suspensionskennwerte bestimmt und die Probekörper, wie in Kapitel 5.3 beschrieben, hergestellt. Im Anschluss werden die Proben in das vorgeheizte bzw. vorgekühlte Lagerungswasser gestellt und am Prüftermin ausgeschalt.

7.6.2 Lagerung der Probekörper

Im Vorfeld der Untersuchungen wurden zwei verschiedene Lagerungsvorrichtungen entwickelt, bei denen Proben entweder unter definierten hohen oder tiefen Temperaturen gelagert werden können. Voraussetzung ist, dass alle Proben einer Untersuchungsserie über den gesamten Lagerungszeitraum der gleichen Temperatur ausgesetzt sind.

Die Lagerungsbehälter sind für hohe Lagerungstemperaturen mit wärmedämmenden Styropor verkleidet, um den Wärmeverlust des erwärmten Lagerungswassers möglichst gering zu halten. Die Abdichtung der Temperierbehälter erfolgt mit einem Polystyroldeckel. Zum gleichmäßigen Temperieren des Wassers wird in jeden Lagerungsbehälter ein Umwälzthermostat der Firma Haake eingebaut. Das Umwälzthermostat (HAAKE D1-L) besitzt eine Heizleistung von 1.000 Watt und ist mit einer innenliegenden Druckpumpe ausgestattet. Die Temperatur des Thermostats wird anhand eines Drehpotentiometers von außen analog eingeregelt.

Die Probenlagerung für niedrige Lagerungstemperaturen erfolgt in einer wärmegeämmten Versuchskammer. Im oberen Bereich der Versuchskammer befindet sich ein Kühlaggregat. Um eine Pufferwirkung gegen Temperaturspitzen zu erzielen, ist der Luftraum zwischen dem Kühlaggregat und den Proben (Lagerungsbehälter) ausreichend dimensioniert. Die Temperatur wird mit einer für diese Zwecke entworfenen Mess- und Regelapparatur eingeregelt. Hierbei wird die Solltemperatur auf einem Digitalthermometer eingestellt. Das Thermometer ist mit Temperaturfühlern des Typs LM 335Z verbunden, die mit einem Glaskörper und einem Schrumpfschlauch wasserdicht abgedichtet sind. Die einzelnen Temperaturfühler werden an verschiedenen Stellen des jeweiligen Lagerungsbehälters montiert. Eine Messvorrichtung regelt das Kühlaggregat so, dass Temperaturabweichungen von höchstens ± 1 K möglich sind.

Während der Lagerung der Proben wird die Temperaturverteilung innerhalb der Kunststoffbehälter an verschiedenen Stellen überwacht und aufgezeichnet. Zum Messen und Auslesen der Temperaturdaten wird ein Datalogger „Datataker DT 605“ der Firma DR. SEITNER SYSTEM- und SENSORTECHNIK mit einem Temperaturbereich von $- 20$ °C bis $+ 70$ °C verwendet.

Die Temperatur wird in Messintervallen von 30 Minuten in den Datalogger eingelesen. Der Abruf der Daten erfolgt über einen Computer, auf dem die Messwerte grafisch angezeigt werden. In Bild 34 sind beispielhaft die Temperaturverläufe (Lagerungswassertemperatur) über einen Zeitraum von 5 Tagen für die Raumtemperatur, 10 °C und 5 °C dargestellt. Bei den unter 5 °C gelagerten Proben ist deutlich eine Amplitude zu erkennen. Dies beruht darauf, dass die Kühlaggregate nicht kontinuierlich nachregeln, sondern jeweils beim Überschreiten der eingestellten Temperatur in einem kurzen Zeitraum die gewünschte Temperatur einregeln. Ansonsten zeigt sich bei den gekühlten Proben ein relativ konstanter Temperaturverlauf. Die unter Raumtemperatur gelagerten Proben schwanken im Bereich von ± 2 K.

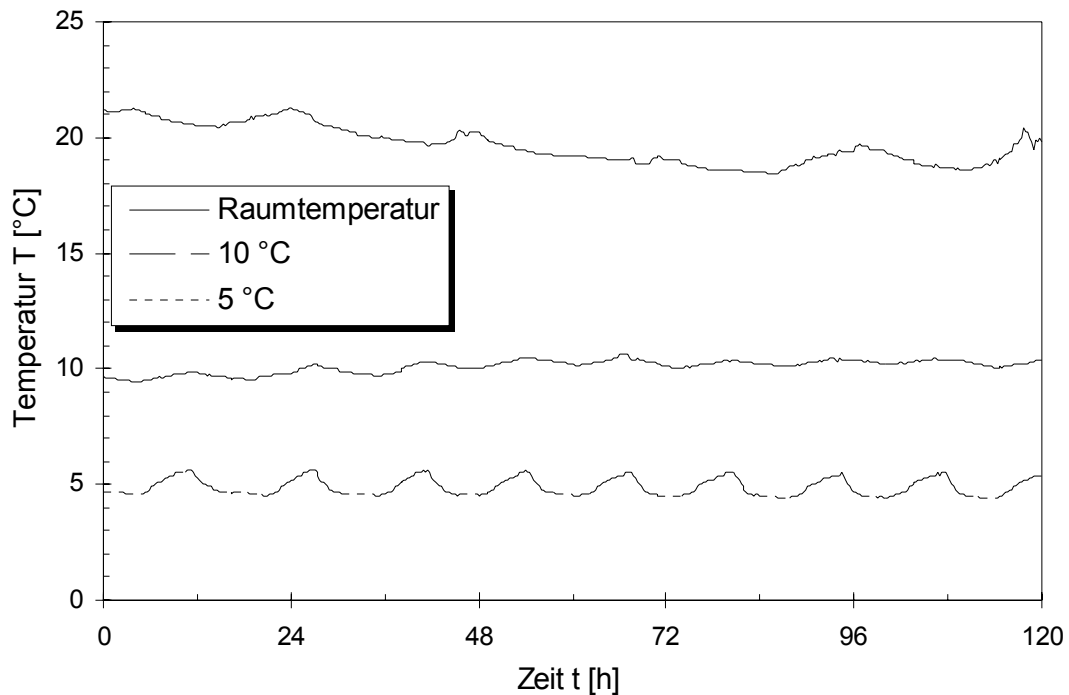


Bild 34: Temperaturverlauf innerhalb des Lagerungswassers

7.6.3 Einaxiale Druckfestigkeit

Zunächst wird vergleichbar zu früheren Untersuchungen der Einfluss von hohen Lagerungstemperaturen auf die einaxiale Druckfestigkeit ermittelt. Ziel der Untersuchungen ist abzuschätzen, inwieweit mit thermisch vorbehandelten Dichtwandmassen die Möglichkeit besteht, bereits nach einem kürzeren Untersuchungszeitraum auf die Ergebnisse einer 28-Tage-Druckfestigkeit bzw. die Endfestigkeit (unter 20 °C) zu schließen.

Wie bereits beschrieben, werden i. d. R. für dauerhafte Dichtwandbaumaßnahmen individuelle Dichtwandmassen konzipiert, wobei die projektspezifischen Randbedingungen zu berücksichtigen sind. Häufig wird im Vorfeld der Baumaßnahme eine Eignungsuntersuchung durchgeführt, bei der eine Auswahl verschiedener Baustoffe untersucht wird. Durch eine thermische Vorbehandlung besteht die Möglichkeit einer ersten Einschätzung der Festigkeitsentwicklung sowie der Beeinflussung des Hydratationsprozesses durch einen möglichen Eintrag von Boden und Grundwasser. Auf der Grundlage dieser Einschätzungen können zum einen die Anzahl der zu untersuchenden Baustoffe reduziert werden, zum anderen kann eine Modifikation der Baustoffe bzw. des Mischungsverhältnisses vorgenommen werden.

Die Bruchspannungen der thermisch vorbehandelten Probekörper (30, 40 und 60 °C) sind in Abhängigkeit vom Probenalter in Bild 35 aufgeführt. Zum Vergleich ist der Festigkeitsverlauf für eine unter 20 °C erhärtete Dichtwandmasse grafisch dargestellt.

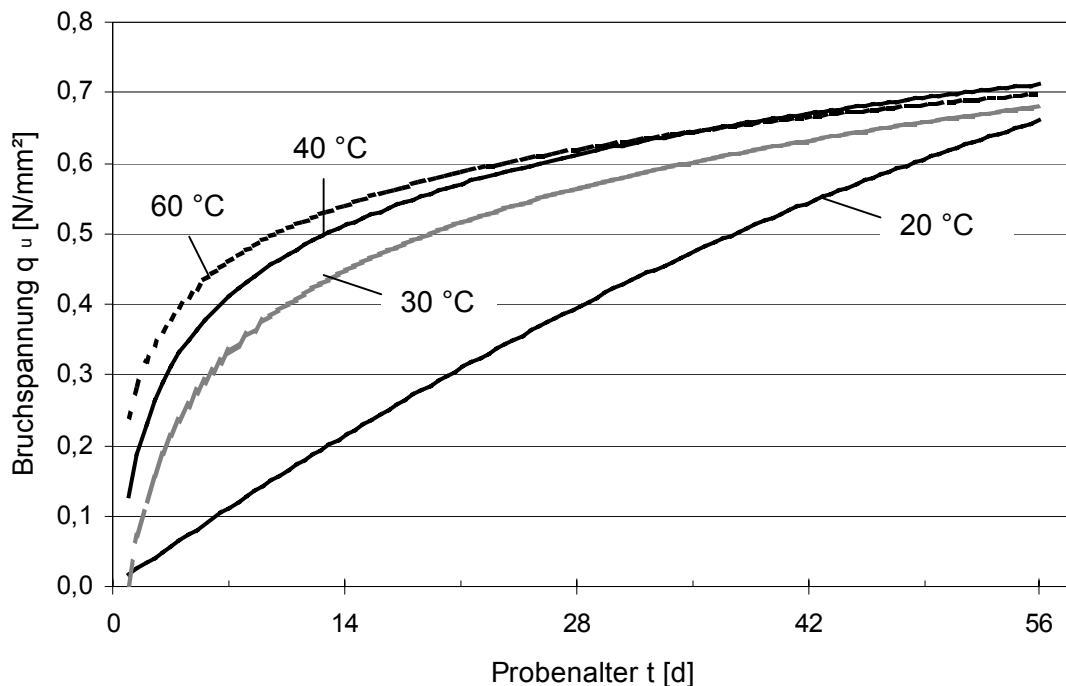


Bild 35: Bruchspannung in Abhängigkeit von hohen Lagerungstemperaturen und dem Probenalter

Deutlich erkennbar ist die sowohl mit dem Probenalter als auch mit der Lagerungstemperatur ansteigende einaxiale Druckfestigkeit. Durch erhöhte Lagerungstemperaturen erfahren die Proben innerhalb der ersten 14 Tage eine stark beschleunigte Festigkeitsentwicklung. Hierbei ist die Erhärtungsbeschleunigung zwischen 40 und 60 °C deutlich geringer als die bei gleicher Temperaturdifferenz zwischen 20 und 40 °C. Proben, die unter mindestens 40 °C gelagert werden, erreichen bereits nach ca. 7 Tagen die Festigkeit einer 28 Tage bei 20 °C gelagerten Probe. Mit ansteigendem Probenalter nimmt dieser Effekt jedoch immer weiter ab und kehrt sich sogar um. Werden die weiteren Festigkeitssteigerungen zwischen 28 und 56 Tagen Lagerung betrachtet, so steigt die Festigkeit einer unter 60 °C gelagerten Probe um ca. 10 % an, wohingegen bei unter 20 °C gelagerten Proben Festigkeitssteigerungen von über 50 % auftreten. Hierbei muss jedoch berücksichtigt werden, dass sich die Festigkeiten bei hohen Lagerungstemperaturen auf einem deutlich höheren Ausgangsniveau befinden.

Wie bereits in Kapitel 7.4.2 beschrieben, werden durch die hohen Lagerungstemperaturen sehr schnell viele kurze CSH-Phasen gebildet, die eine hohe Frühfestigkeit bewirken. Die innerhalb der ersten Woche durch thermische Vorbehandlung erzielten Festigkeiten liegen um bis zu 500 % über denen der bei 20 °C gelagerten Proben. Aus dem weiteren Festigkeitsverlauf lässt sich vermuten, dass vergleichbar zur Betontechnologie die Endfestigkeiten bei thermischer Vorbehandlung geringer sind. Dieses ist ebenfalls in der höheren Anzahl kurzer und geringeren Anzahl langer CSH-Phasen zu begründen, da die Festigkeit der Dichtwandmasse durch die ungenügendere Verfilzung der kurzen CSH-Phasen geringer ausfällt.

Im Weiteren werden niedrige Lagerungstemperaturen untersucht, um den Einfluss der differierenden Lagerungsbedingungen von Dichtwandmassen in situ zu denen im Labor aufzuzeigen (Bild 36). Für die erste Untersuchungsreihe bei niedrigen Lagerungstemperaturen werden insgesamt 160 Versuche ausgewertet, wobei die Lagerungsdauer zunächst bis auf 28 Tage beschränkt ist.

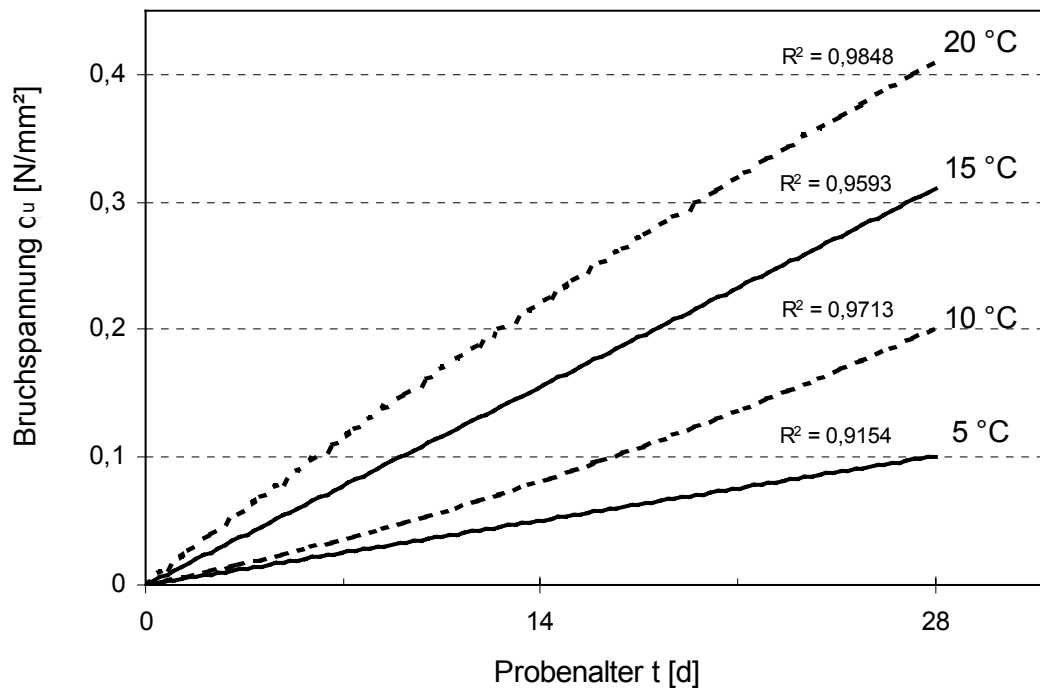


Bild 36: Verlauf der Bruchspannung bei niedrigen Lagerungstemperaturen im jungen Probenalter

Vergleichbar zu den Untersuchungsergebnissen bei hohen Lagerungstemperaturen ist mit zunehmendem Probenalter und steigender Lagerungstemperatur eine Festigkeitssteigerung verbunden. Beim Erhärtungsbeginn ist der prozentuale Festigkeitsunterschied bei verschiedenen Lagerungstemperaturen besonders ausgeprägt. Wird der Festigkeitsverlauf der unter 20 °C erhärteten Proben als Referenzgröße gewählt, so erreichen die unter 10 °C gelagerten Proben nach 14 Tagen nur ca. 38 % und nach 28 Tagen ca. 50 % der Festigkeit der Referenzproben. Bei Lagerungstemperaturen von 5 °C ist die Differenz bei den ermittelten Bruchspannungen noch stärker ausgeprägt. So liegen die erzielten Bruchspannungen nach 28 Tagen um bis zu 75 % unterhalb der Referenzproben.

Im Gegensatz zu den hohen Lagerungstemperaturen wird bei niedrigen Lagerungstemperaturen die zweite Hydratationsphase verlängert. Es werden weniger kurzfasrige und mehr langfasrige CSH-Phasen gebildet, so dass die Frühfestigkeit geringer ist.

Vergleichbar zur Betontechnologie unterliegt auch die Festigkeitsentwicklung einer relativ jungen Dichtwandmasse aufgrund der fortschreitenden Hydratphasenbildung und Porenstrukturänderung einer zeit- und temperaturabhängigen Entwicklung. Wie bereits in Kapitel 7.3 aufgeführt, können Proben bei verschiedenen Erhärtingsbedingungen über den Reifegrad beschrieben werden. Für Dichtwandmassen wird bislang auf die Definition des Reifegrades nach MIRONOV und GANIN verwiesen, die gute Übereinstimmungen zu früheren Untersuchungen aufweisen. Bei der im Rahmen dieser Arbeit verwendeten Dichtwandmasse liefert die Reifefunktion nach MIRONOV und GANIN im „jungen Probenalter“ keine zufriedenstellende Ergebnisskorrelation.

Aus diesem Grund wird anhand der Messwerte eine Funktion für den Reifegrad entwickelt, die durch Regression der verschiedenen Lagerungstemperaturen kalibriert wird. Bei der Regressionsberechnung wird die materialspezifische Geschwindigkeitsfunktion für die verwendete Dichtwandmasse entwickelt. Die Messwerte werden durch die in Gleichung 14 aufgeführten Reifebeziehung bis in ein Probenalter von 28 Tagen gut abgebildet.

$$R = (T + 27,5)^{3,5} * t \quad (\text{Gl. 14})$$

mit: R: Reifegrad [Kh]
 T: Temperatur [°C]
 t: Erhärtingszeit [h]

In Bild 37 ist die Abhängigkeit des Reifegrades von der Bruchspannung bis zu einem Reifegrad von ca. $R = 5 \cdot 10^8$ Kh (Probenalter 28 Tage bei 20 °C Lagerung) aufgeführt. Die dargestellten Punkte stellen gemittelte Druckfestigkeiten verschiedener Versuchsserien bei unterschiedlichen Lagerungstemperaturen dar.

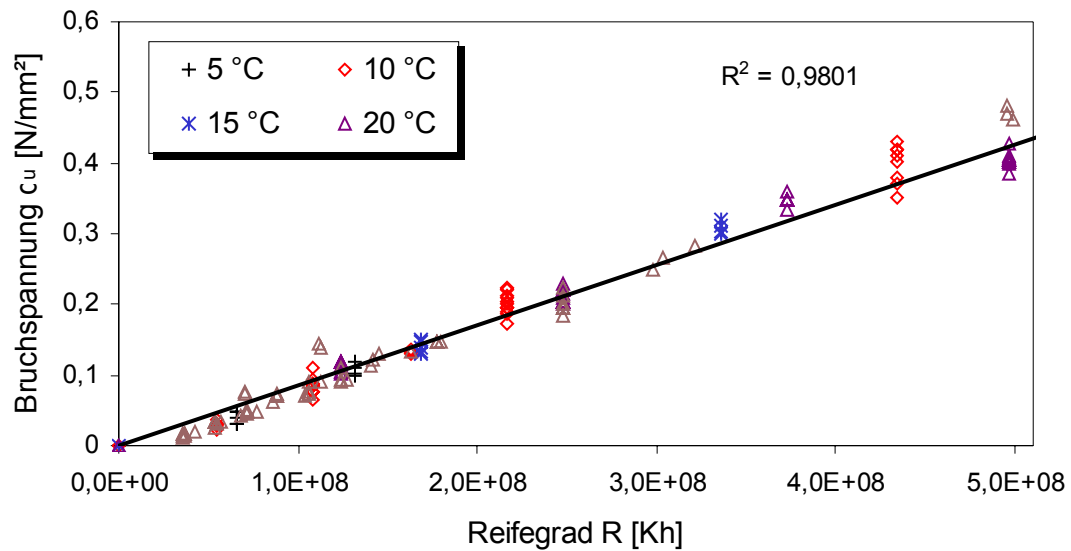


Bild 37: Einaxiale Druckfestigkeit in Abhängigkeit vom Reifegrad ($R < 5 \cdot 10^8$ Kh)

Die Linearität zwischen Reifegrad und Bruchspannung verbunden mit einem hohen Bestimmtheitsmaß bzw. einer sehr guten Korrelation zu den in Versuchen ermittelten Bruchspannungen bestätigen die erstellte Reifefunktion. Bei höheren Reifegraden nimmt die Korrelation jedoch stetig ab. Die weitere Festigkeitsentwicklung (> 28 d) von Proben, die unter 10 und 20 °C gelagert werden, wird in Bild 38 gezeigt.

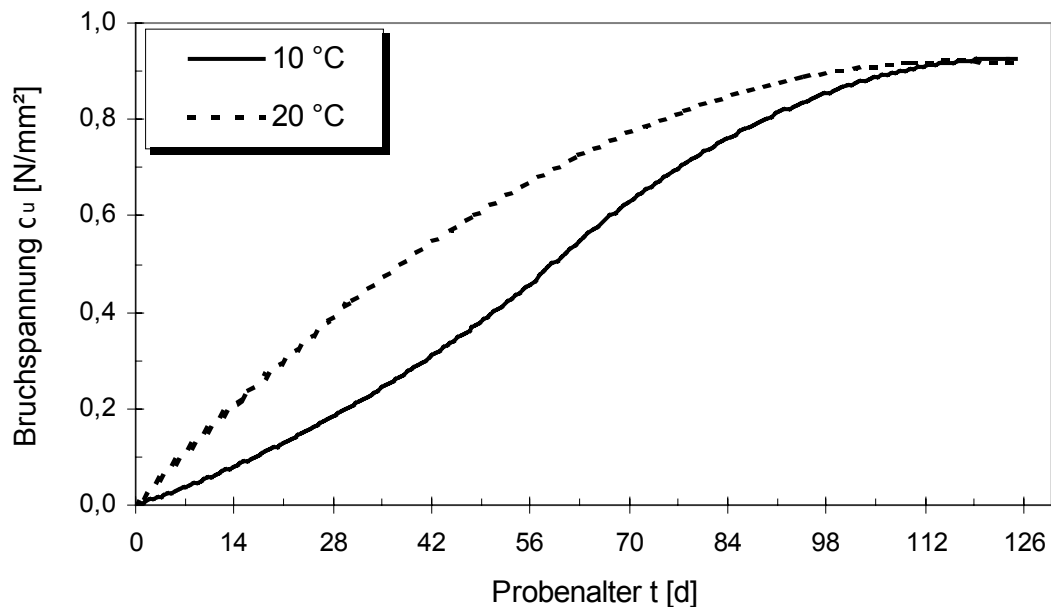


Bild 38: Einfluss der Temperatur auf die Festigkeitsentwicklung bis in ein Probenalter von 126 Tagen

Für die Festigkeitsentwicklung bei 20 °C wird deutlich, dass der größte Festigkeitszuwachs innerhalb der ersten 100 Tage erfolgt. Im Anschluss ist die Hydratation größtenteils abgeschlossen, so dass der weitere Festigkeitszuwachs nur noch geringfügig ist. Die Festigkeitsentwicklung bei einer Lagerungstemperatur von 20 °C wird durch eine polynomische Funktion gut beschrieben. Im Gegensatz dazu lässt sich die Festigkeitsentwicklung bei einer Lagerungstemperatur von 10 °C nicht durch eine einfache Funktion beschreiben. Der Festigkeitsverlauf weist in einem Probenalter von ca. 8 Wochen einen Wendepunkt auf. Der größte Festigkeitszuwachs tritt zwischen 14 und 100 Tagen Lagerungsdauer auf, wobei sich die Festigkeit nach einer Lagerungszeit von ca. 8 Wochen schneller entwickelt als bei einer Lagerungstemperatur von 20 °C. In einem Probenalter von ca. 120 Tagen ergeben sich bei beiden Lagerungstemperaturen die gleichen Bruchspannungen. Im weiteren Verlauf treten nur noch geringfügige Festigkeitssteigerungen auf, wobei die für eine Lagerungstemperatur von 10 °C ermittelte Funktion auf einem geringfügig höheren Niveau verläuft.

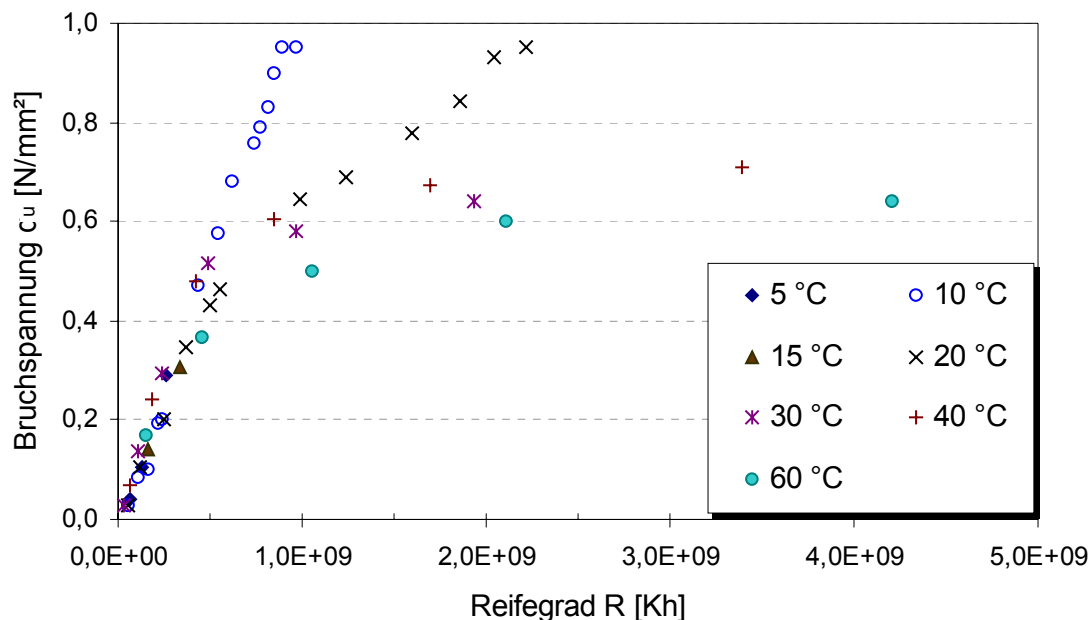


Bild 39: Einaxiale Druckfestigkeit in Abhängigkeit von Reifegrad und Temperatur

Bei Reifegraden von $R > 5 \cdot 10^8$ Kh ist die Linearität zwischen Reifegrad und Bruchspannung, wie sie in Bild 37 dargestellt ist, nicht mehr vorhanden. Vielmehr zeigt sich in Bild 39, dass die für verschiedene Lagerungstemperaturen ermittelten Bruchspannungen bei gleichen Reifegraden immer stärker differieren. Bei hohen Lagerungstemperaturen werden bei gleichen Reifegraden die geringsten Bruchspannungen ermittelt. Dieses ist darin begründet, dass alle Proben annähernd die gleiche Endfestigkeit besitzen, jedoch in der Frühfestigkeitsentwicklung ein unterschiedliches Materialverhalten aufweisen. Durch die Reifefunktion kann dementsprechend nur die Frühfestigkeitsentwicklung abgeschätzt werden. Ab dem Zeitpunkt der Festigkeitsentwicklung, ab dem nur an einigen Funktionen ein Wendepunkt auftritt (Bild 38; Kurve 10 °C), ist die allgemeingültige Reifefunktion (Gleichung 14) nicht mehr eingehalten. Außerdem dürften sich die einzelnen Festigkeitsverläufe bei Ein-

haltung der Reifefunktion nicht schneiden. Aus diesen Gründen darf die Reifefunktion nur bis zu dem oben angegebenen Grenzwert verwendet werden.

Zusammenfassung der Einflüsse der Lagerungstemperatur auf die Festigkeitsentwicklung

Die Temperatureinflüsse auf die Festigkeitsentwicklung von Dichtwandmassen können unter Berücksichtigung der Erkenntnisse aus der Betontechnologie folgendermaßen zusammengefasst werden. Die Bildung der CSH-Phasen und damit die Festigkeitsentwicklung wird stark von der Temperatur beeinflusst. Werden bei hohen Lagerungstemperaturen beim Erhärtungsbeginn eine höhere Anzahl kurzfasriger CSH-Phasen gebildet, so bilden sich bei niedrigen Lagerungstemperaturen mehr langfaserige CSH-Phasen aus. Langfaserige CSH-Phasen vernetzen sich wirksamer miteinander und führen zu einer höheren Endfestigkeit. Im Gegensatz dazu ist mit der hohen Anzahl kurzfasriger CSH-Phasen zu Erhärtungsbeginn eine hohe Frühfestigkeit verbunden. Die Endfestigkeiten liegen tendenziell auf einem geringfügig niedrigeren Niveau. Somit sind die Erhärtungsbedingungen in situ - vergleichbar zu den Untersuchungen von KLIEGER (1958) an Beton – als ideal anzusehen, solange keine weiteren Einwirkungen auf die Dichtwand wirken.

Durch die aufgestellte Reifefunktion lässt sich der Erhärtungszustand der Dichtwandmasse bis zu einem Reifegrad von $R = 5 \cdot 10^8 \text{ Kh}$ gut beschreiben. Bei höheren Reifegraden ist die Verwendung einer Reifefunktion nicht mehr sinnvoll, da bei niedrigen Lagerungstemperaturen der Festigkeitsverlauf in Abhängigkeit vom Probenalter einen Wendepunkt aufweist und alle Funktionen einer Endfestigkeit entgegenstreben, die annähernd auf einem gleichen Niveau verläuft. Inwieweit die im Rahmen dieser Arbeit aufgestellte Reifebeziehung auch auf andere Mischungsverhältnisse und Baustoffe angewendet werden kann, müsste in weitergehenden Untersuchungen erforscht werden.

Im Gegensatz zu den Untersuchungen aus der Betontechnologie, bei denen bereits nach ca. 28 Tagen eine unter 10°C gelagerte Probe die Festigkeit einer unter 20°C gelagerten Probe erzielt (s. Bild 29), erreichen Dichtwandmassen aufgrund der langsamer reagierenden Bindemittelanteile (HOZ) und des höheren W/Z-Wertes erst zu einem späteren Zeitpunkt die gleiche bzw. höhere Festigkeit.

Die in situ auftretenden Frühfestigkeiten können mehr als 50 % unterhalb der in Eignungsuntersuchungen ermittelten Festigkeiten liegen. Wie HOCK-BERGHAUS und COSSMANN (2000) gezeigt haben, ist die Festigkeitsentwicklung von Primärlamellen beim Anschnitt wesentlich für die Standsicherheit der gesamten Dichtwand. Besitzen die Primärlamellen beim Anschnitt noch keine ausreichende Festigkeit, so kann sich u. U. kein Traggewölbe einstellen und die bei der Standsicherheitsberechnung angesetzte Verminderung der ebenen auf die räumlichen Erddruckkräfte ist nicht mehr gegeben. Da die gesamte offene Schlitzlänge deutlich größer als die statisch zulässige wird, kann die Standsicherheit in diesem Bereich gefährdet sein.

Eine überschlägige Überprüfung, ob mit den verwendeten Materialien und dem Mischungsverhältnis die gewünschte Festigkeit erreicht werden kann, ist durch eine thermische Vorbehandlung möglich. Aufgrund chemischer Reaktionen und physikalischer Vorgänge wird die Endfestigkeit vermutlich unterhalb der Festigkeiten bei 20°C Erhärtung liegen. Da weitere Randeinflüsse wie z. B. Kontamination und

Durchströmung der Wand bei einer thermischen Vorbehandlung ggf. nicht berücksichtigt werden können, ist sie zur Eignungsuntersuchung nur bedingt geeignet. Es muss jedoch berücksichtigt werden, dass Dichtwandmassen auch nach Jahren noch einen Festigkeitsanstieg aufweisen, der aus den Versuchen nicht abgeleitet werden kann.

7.6.4 Durchlässigkeit

7.6.4.1 Allgemeines

Die Durchlässigkeit einer Dichtwandmasse wird von einer Vielzahl von Parametern beeinflusst (siehe Tabelle 5). Bereits Bild 27 zeigt, dass das Probenalter und somit der Reifegrad beim Durchströmungsbeginn bei relativ jungen Dichtwandmassen einen wesentlichen Einfluss auf den sich einstellenden Durchlässigkeitsbeiwert hat. Dichtwandmassen, die 7 Tage nach dem Anmischen durchströmt werden, erreichen nicht die gleichen Durchlässigkeitsbeiwerte der Proben, die frühestens nach einer 14tägigen Lagerung durchströmt werden. Bei den bisher vorliegenden Untersuchungen wurden die Lagerungs- und Durchströmungstemperatur nicht berücksichtigt. Inwieweit die Parameter Lagerungs- und Durchströmungstemperatur sowie Reifegrad bzw. Alter der Proben beim Durchströmungsbeginn den Durchlässigkeitsbeiwert beeinflussen, wird im Folgenden näher untersucht.

Mit Hilfe des Korrekturfaktors α (s. Gleichung 10) wird bei den weiteren Betrachtungen sowohl der Durchlässigkeitsbeiwert als auch das Durchflussvolumen immer auf eine Temperatur von 10 °C bezogen.

7.6.4.2 Differierende Lagerungstemperaturen

Vergleichbar zu den einaxialen Druckversuchen wird zunächst der Einfluss von hohen Lagerungstemperaturen auf die Durchlässigkeit untersucht. Bis zum Einbau in die Triaxialzellen hydratisieren die Proben in der Klimakiste unter der eingestellten Lagerungstemperatur. Die Durchströmungstemperatur während des Versuches entspricht der Raumtemperatur von ca. 20 °C.

In Bild 40 ist die Entwicklung des Durchlässigkeitsbeiwertes k_{10} in Abhängigkeit vom Reifegrad bei Lagerungstemperaturen von 20 und 60 °C dargestellt. Für eine Lagerungstemperatur von 20 °C berücksichtigt die Darstellung sowohl einen Durchströmungsbeginn nach ca. 7 und 14 Tagen. Die 60 °C-Kurve ergibt sich aus insgesamt 21 Einzelversuchen, wobei das Probenalter beim Durchströmungsbeginn zwischen einem und 14 Tagen variiert. Im Gegensatz zu den einaxialen Druckversuchen wird die Reifefunktion auch bei Reifegraden über $R \geq 5,0 \cdot 10^8$ Kh verwendet. Das maximale Probenalter beträgt dabei 182 Tage bei einer Umgebungstemperatur von 20 °C. Des Weiteren werden die unterschiedlichen Temperaturen während der Lagerung und Durchströmung bei der Berechnung des Reifegrades berücksichtigt.

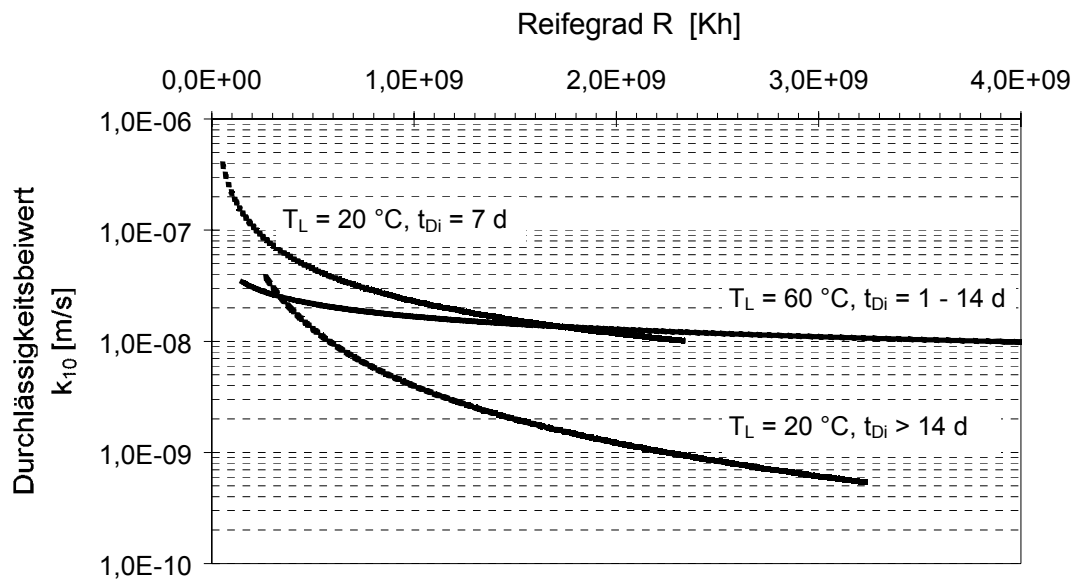


Bild 40: Entwicklung des Durchlässigkeitsbeiwertes k_{10} bei hohen Lagerungstemperaturen

Zu Beginn der Hydratation (niedriger Reifegrad) ergeben sich bei hohen Lagerungstemperaturen niedrigere Durchlässigkeitsbeiwerte als bei einer Lagerung unter 20 °C. Dieses Verhalten zeigt sich bei hohen Reifegraden nicht mehr. Hier besitzen die Proben, die unter hohen Lagerungstemperaturen erhärten, die größten Durchlässigkeitsbeiwerte. Die unter 20 °C gelagerten Proben weisen mit steigendem Probenalter (Reifegrad) immer geringere Durchlässigkeitsbeiwerte auf, wohingegen die Proben, die bei 60 °C hydratisieren, unabhängig vom untersuchten Durchströmungsbeginn und dem Durchströmungszeitraum auf einem annähernd gleichbleibenden Durchlässigkeitsniveau verharren.

Werden die in den Versuchen ermittelten Enddurchlässigkeiten betrachtet, so erreichen die bei 20 °C gelagerten und nach 7 Tagen erstmalig durchströmten Proben und die bei 60 °C gelagerten Proben annähernd den gleichen Wert. Somit sind die erzielbaren Durchlässigkeitsbeiwerte dieser beiden Kurven miteinander vergleichbar. Durch eine thermische Vorbehandlung besteht vergleichbar zur einaxialen Druckfestigkeit auch für die Durchlässigkeit die Möglichkeit einer groben Abschätzung der Durchlässigkeitsentwicklung. Da bei den Enddurchlässigkeiten der schlechtere Durchlässigkeitsbeiwert ermittelt wird, kann die Angabe des Wertes als auf der sicheren Seite liegend betrachtet werden. Es muss jedoch beachtet werden, dass sich sämtliche Angaben auf den Reifegrad beziehen. Ein Durchlässigkeitsbeiwert nach 28 Tagen - wie er häufig als Qualitätssicherungsmerkmal angegeben ist - kann aus den Ergebnissen nicht abgeleitet werden.

Den Einfluss von niedrigen Lagerungstemperaturen bis zum Beginn des Durchlässigkeitsversuches zeigen die folgenden Untersuchungsergebnisse. Insgesamt werden für diese Versuchsreihe über 125 Durchlässigkeitsversuche durchgeführt.

Bei der Wahl gleicher Randbedingungen kann eine sehr gute Korrelation der Durchflussmengen pro Zeiteinheit nachgewiesen werden, so dass die Untersuchungsergebnisse zusammengefasst werden können.

Die Entwicklung der Durchlässigkeitskoeffizienten für Probekörper, die bei einer Lagerungstemperatur von 10 °C nach 14, 28, 56 und 105 Tagen Lagerung in die Triaxialzellen eingebaut werden, zeigt Bild 41. Als Vergleichsgröße ist zusätzlich die Entwicklung der Durchlässigkeit von unter 20 °C gelagerten Proben dargestellt, die frühestens nach 14 Tagen Erhärtung erstmalig hydraulisch beansprucht werden. Einige Proben werden über einen Zeitraum von 150 Tagen in den Zellen durchströmt. Die Temperatur während der Durchströmung beträgt einheitlich ca. 20 °C.

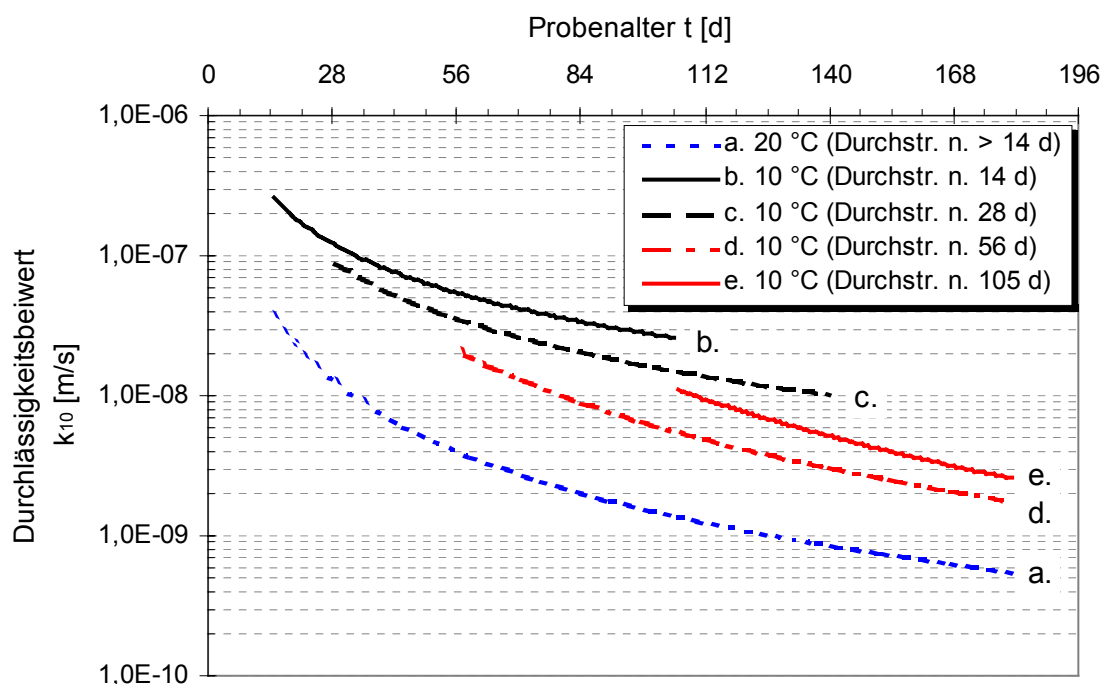


Bild 41: Entwicklung der Durchlässigkeitsbeiwerte in Abhängigkeit von der Lagerungstemperatur und dem Zeitpunkt des Durchströmungsbeginns

Unabhängig von der Lagerungsdauer vor der Durchströmung erreichen alle unter 10 °C gelagerten Proben nicht den Durchlässigkeitsbeiwert, den die unter 20 °C gelagerten Proben besitzen. In Abhängigkeit vom Durchströmungsbeginn kann die Differenz bis zu 1,5 Zehnerpotenzen betragen. Besonders groß ist die Diskrepanz, wenn die Proben zu einem frühen Zeitpunkt durchflossen werden. Werden zunächst die unter 10 °C gelagerten Proben betrachtet, ist ersichtlich, dass die Durchlässigkeitsbeiwerte im gleichen Probenalter jedoch bei unterschiedlichem Durchströmungsbeginn nicht identisch sind. Je früher die Proben erstmalig hydraulisch belastet werden, desto größer ist die Durchlässigkeit auch im hohen Probenalter. Werden die Proben jedoch erstmalig nach 105 Tagen durchströmt, so liegen die Durchlässigkeitsbeiwerte im gleichen Probenalter auf einem etwas höheren Niveau als die nach 56 Tagen durchströmten Proben.

In Bild 41 wird nur das Probenalter berücksichtigt. Einflüsse auf Proben, die bei unterschiedlichen Temperaturen gelagert und durchströmt werden, lassen sich nur bedingt bei einer Darstellung, die nur das Probenalter beinhaltet, beschreiben. Aus diesem Grund sind die gleichen Versuchsergebnisse in Abhängigkeit vom Reifegrad in Bild 42 dargestellt.

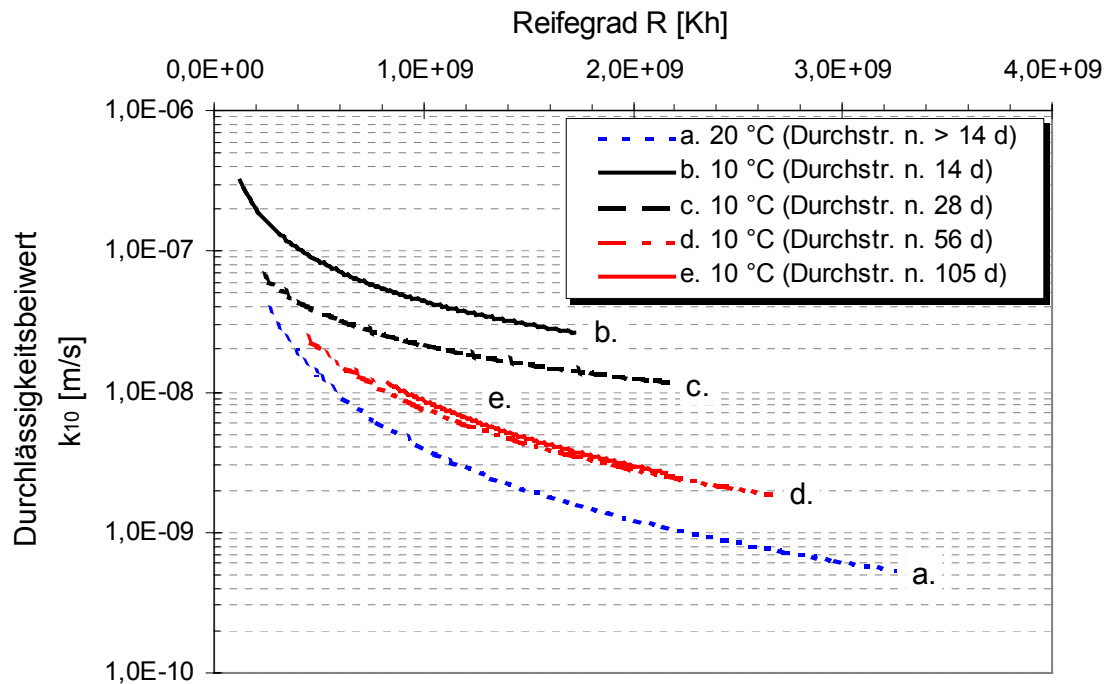


Bild 42: Entwicklung der Durchlässigkeit von unter 10 °C gelagerten und mit 20 °C durchströmten Proben in Abhängigkeit vom Reifegrad

Auch das Bild 42 zeigt, dass die unter 10 °C gelagerten Proben durchlässiger sind als Proben, die bei 20 °C gelagert werden. Jedoch ist die maximale Differenz der Durchlässigkeitsbeiwerte beim gleichen Reifegrad der Proben geringer und beträgt ca. eine Zehnerpotenz. Werden die unter 10 °C gelagerten Proben innerhalb der ersten 56 Tagen durchströmt, so stellen sich beim früheren Durchströmen höhere Durchlässigkeitsbeiwerte bei gleichem Reifegrad ein. Übersteigt die Lagerungsdauer 56 Tage, werden bei Zugrundelegung des Reifegrades die gleichen Durchlässigkeitsbeiwerte erzielt. Nach 56 Tagen ist die Struktur der Proben bereits soweit ausgebildet, dass sie durch eine Durchströmung nicht mehr gestört wird.

Weitere Untersuchungen bei Lagerungstemperaturen von 5 und 15 °C vor der Durchströmung bestätigen die Untersuchungsergebnisse. Mit steigendem Probenalter und ansteigenden Lagerungstemperaturen wird der Durchlässigkeitsbeiwert geringer.

Die Untersuchungen zeigen weiterhin, dass insbesondere bei Proben mit einem niedrigen Reifegrad beim Durchströmungsbeginn Feinstteilchen vom durchströmenden Wasser aus der Probe ausgewaschen werden. Dieses wird durch einen vergleichsweise hohen Feststoffverlust während des Durchlässigkeitsversuches deutlich. Auf diese Beobachtung wird in Bild 47 näher eingegangen.

7.6.4.3 Differierende Durchströmungstemperaturen

In weiteren Versuchsserien beträgt sowohl die Lagerungs- als auch die Durchströmungstemperatur 10 °C. Um dieses zu gewährleisten, wurde im Vorfeld die in Kapitel 7.6.2 vorgestellte Klimakammer erweitert, so dass der Durchlässigkeitsversuch unter definierten Temperaturen durchgeführt werden kann. Die Triaxialzellen und die Vorratsbehälter werden, wie in Bild 43 dargestellt, in die Klimakammer gestellt und die gewünschte Temperatur eingeregelt.

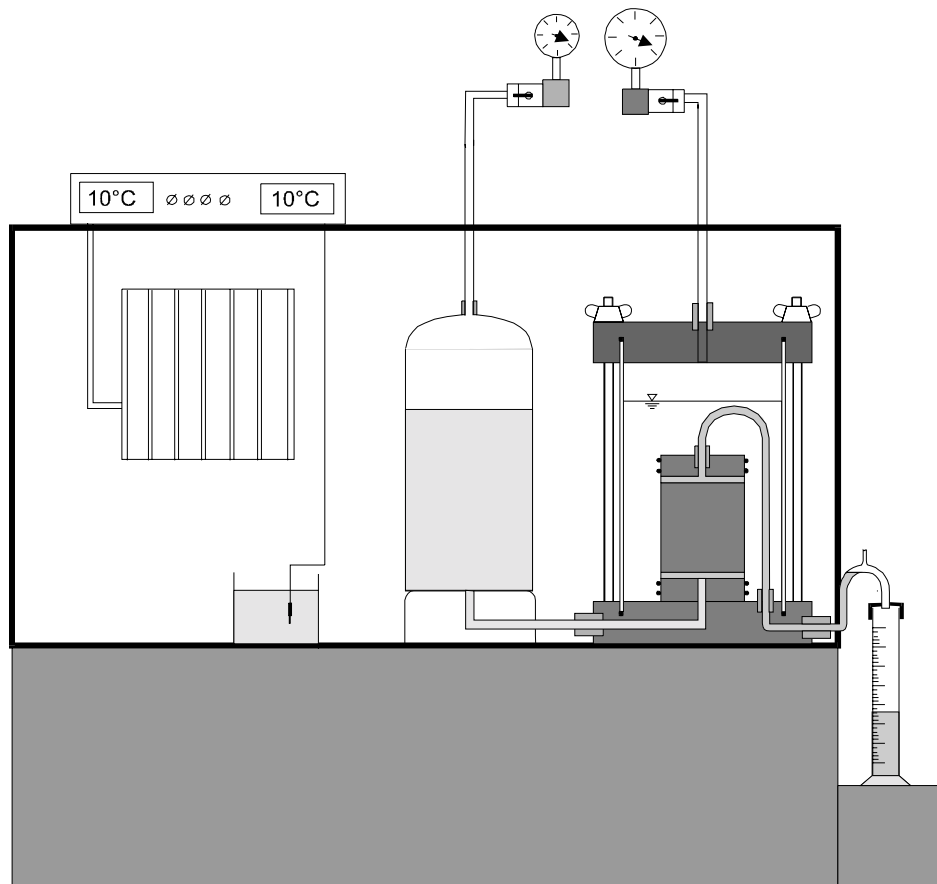


Bild 43: Versuchsaufbau bei Durchströmung mit einregelbaren Temperaturen

Insgesamt sind 70 Durchlässigkeitsversuche in der Klimakammer durchgeführt worden. Hierbei werden die Lagerungswassertemperaturen (5, 10 und 20 °C), die Temperatur des durchströmenden Wassers (5 und 10 °C) sowie das Probenalter beim Durchströmungsbeginn (zwischen 7 und 105 Tagen) variiert.

Bild 44 enthält die Entwicklung des Durchlässigkeitsbeiwertes in Abhängigkeit vom Reifegrad bei einer Lagerungs- und Durchströmungstemperatur von 10 bzw. 20 °C. Die in Bild 44 aufgeführten Kurvenverläufe für 10 °C entsprechen gemittelten Werten aus 3 bis 8 Einzelversuchen.

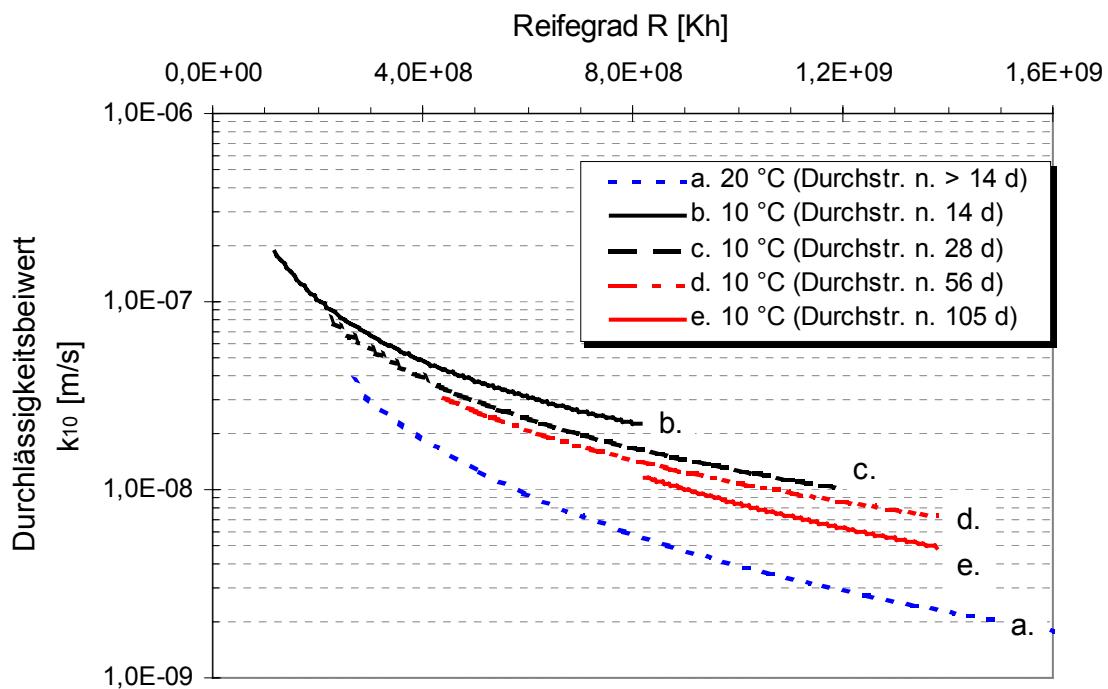


Bild 44: Durchlässigkeitsentwicklung bei Lagerungs- und Durchströmungstemperaturen von 10 und 20 °C

Zunächst zeigt sich, dass die bei 10 °C gelagerten und durchströmten Proben durchlässiger als die bei 20 °C gelagerten und frühestens nach 14 Tagen durchströmten Proben sind. Bei gleichem Reifegrad aber unterschiedlichem Durchströmungsbeginn ist der Durchlässigkeitsbeiwert von Proben, die früher hydraulisch belastet werden, größer. Je früher die Proben durchströmten werden, desto mehr Feststoffe werden ausgespült. Dies wird durch einen Gewichtsverlust und einen weißen Niederschlag (Calciumkarbonat) im Auffangbehälter deutlich.

Im Weiteren wird die Entwicklung der Durchlässigkeiten bei gleichen Lagerungs- aber unterschiedlichen Durchströmungstemperaturen betrachtet.

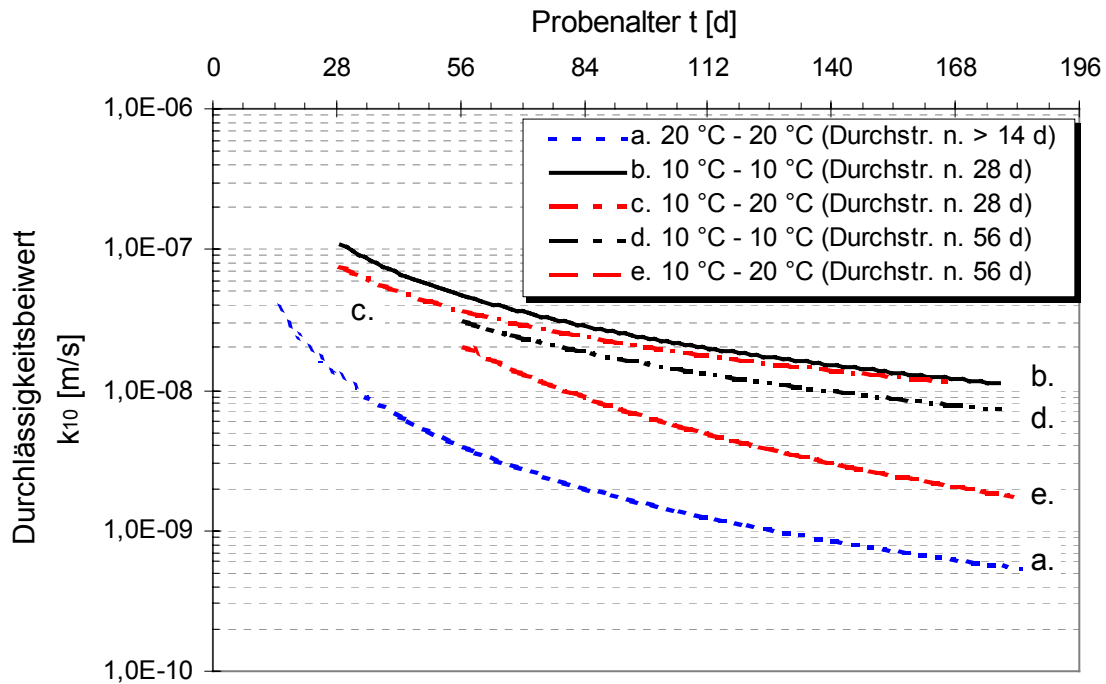


Bild 45: Entwicklung der Durchlässigkeit bei unterschiedlichen Durchströmungstemperaturen
(Legende: Lagerungs- Durchströmungstemperatur)

Beim Vergleich der unter 10 °C gelagerten und mit verschiedenen Temperaturen durchströmten Probenreihen stellt sich zu Beginn des Versuches unabhängig von der Durchströmungstemperatur ein vergleichbarer Durchlässigkeitsbeiwert im gleichen Probenalter ein. Hiermit wird die Gültigkeit des Gesetzes nach POISEUILLE (DIN 18 130, 1989), das die Beeinflussung der Fließgeschwindigkeit durch die unterschiedliche Zähigkeit des Wassers bei verschiedenen Temperaturen berücksichtigt, bestätigt.

Werden die Proben innerhalb der ersten 28 Tage erstmalig hydraulisch belastet, stellen sich unabhängig von der Durchströmungstemperatur ca. die gleichen Durchlässigkeitsbeiwerte ein. Die erzielbare Enddurchlässigkeit pendelt sich in der Größenordnung von $k_{10} \approx 1 \cdot 10^{-8}$ m/s ein und entspricht somit in etwa den bei 20 °C gelagerten und nach 7 Tagen durchströmten Proben.

Werden die Proben bei einer vorherigen Lagerung unter 10 °C erstmalig nach frühestens 56 Tagen durchströmmt, divergieren die Durchlässigkeitsverläufe bei unterschiedlichen Durchströmungstemperaturen immer weiter. Die Proben, bei denen die Durchströmungstemperatur ca. 20 °C beträgt, zeigen bei einem Durchströmungsbeginn nach 56 Tagen eine deutlich steilere Abnahme des Durchlässigkeitsbeiwertes über die gesamte Prüfdauer. Die Steigung der Funktion entspricht dabei ungefähr der Funktion bei einer Lagerung und Durchströmung von 20 °C. Die Steigung der Durchlässigkeitsbeiwerte von Versuchen, die in der Kühlkammer unter 10 °C durchgeführt werden, verlaufen flacher. Bei geringeren Durchströmungstemperaturen wird die Probe demnach von größeren Wassermengen durchflossen. Das Gesetz

nach POISEUILLE ist somit für Dichtwandmassen nur zu Beginn der Durchströmung anwendbar. Die Ursache für die differierenden Durchlässigkeitsbeiwerte liegt in der bei Beginn der Durchströmung noch nicht abgeschlossenen Hydratation des Zementes. Während der Durchströmung hydratisiert der Zement unter verschiedenen Temperaturen weiter. Bei höheren Temperaturen bilden sich mehr CSH-Phasen, die den Porenraum zunächst verdichten und somit zu geringeren Durchlässigkeiten führen.

Bei allen Proben, die zunächst unter 10 °C er härten und zu verschiedenen Zeitpunkten durchströmt werden, stellt sich unabhängig von der Durchströmungstemperatur im gleichen Probenalter ein unterschiedlicher Durchlässigkeitsbeiwert ein. Die Kurvenverläufe bei gleicher Lagerungs- und Durchströmungstemperatur aber bei unterschiedlichem Probenalter beim Durchströmungsbeginn schließen nicht aneinander an bzw. verlaufen nicht übereinander. Grundsätzlich weisen Proben, die in einem höheren Probenalter erstmalig durchströmt werden, geringere Durchlässigkeitsbeiwerte auf. Dieses weist darauf hin, dass eine Durchströmung bei Dichtwandmassen mit einem noch geringen Reifegrad einen prägnanten Einfluss auf die Struktur der Proben ausübt. Es ist wahrscheinlich, dass durch Erosions- und Suffosionseffekte Strukturveränderungen innerhalb der Probe auftreten. Untermauert wird diese Vermutung durch die Feststoffverluste während der Durchströmung, die in Bild 47 näher betrachtet werden.

Weitere Versuche bei 5 °C Lagerungs- und Durchströmungstemperatur bestätigen die oben aufgezeigten Einflüsse. Jedoch können die Versuchsergebnisse zur quantitativen Bewertung nur bedingt verwendet werden, da bereits nach einem kurzen Durchströmungszeitraum kein Durchfluss mehr gemessen wird. Mehrmaliges Aus- und Einbauen sowie weiterführenden Untersuchungen zeigen, dass sich die Filtersteine und das Filterpapier zusetzen. Bestätigt wird diese Feststellung durch einen relativ hohen Feststoffverlust nach dem Probenausbau. Weitere Einflussmöglichkeiten bestehen in der hohen Zähigkeit des durchströmenden Wassers und in einem möglichen Zusammenziehen der Filtersteine bei niedrigen Temperaturen.

In Bild 46 sind die Durchflussmengen, die innerhalb der ersten 28 Tage durch die Proben geflossen sind, angegeben, wobei das Wasservolumen vergleichbar zum Durchlässigkeitsbeiwert immer auf eine Wassertemperatur von 10 °C umgerechnet wird. Das ermittelte Wasservolumen bei einer Lagerungs- und Durchströmungstemperatur von 20 °C wird jeweils zu 100 % gesetzt. Der Durchströmungsbeginn variiert zwischen 7 und 105 Tagen.

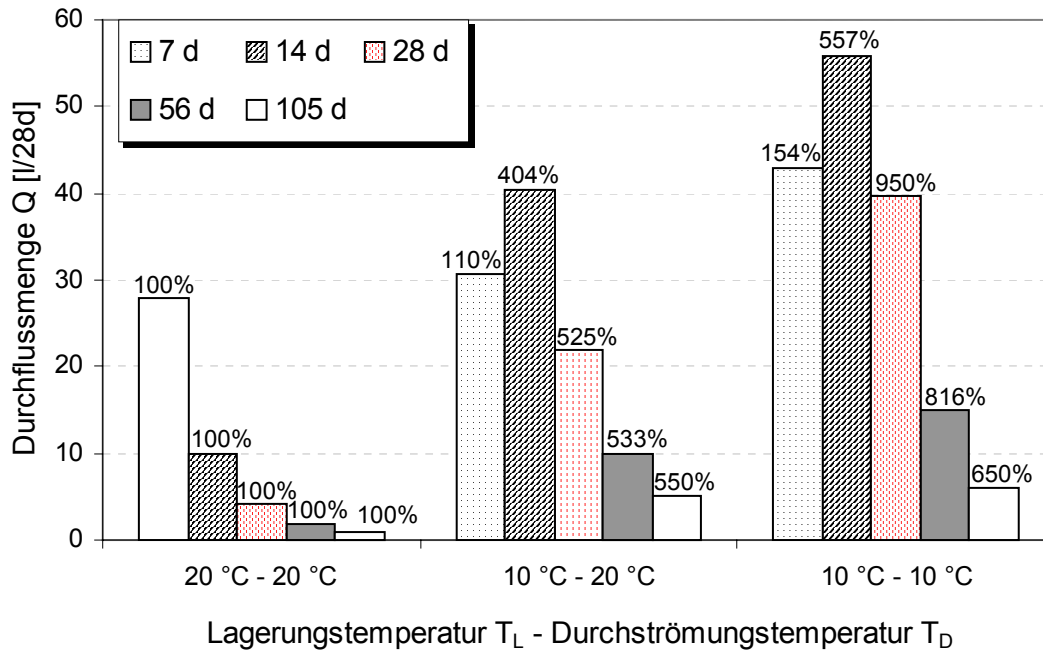


Bild 46: Volumen des durchströmenden Wassers in Abhängigkeit von der Lagerungstemperatur, der Durchströmungstemperatur und dem Probenalter beim Einbau

Das Durchflussvolumen nimmt mit dem Probenalter, mit zunehmenden Lagerungstemperaturen und mit zunehmenden Durchströmungstemperaturen ab. Wird die Lagerungs- und Durchströmungstemperatur von 20 °C - entsprechend den Eignungs- und Ausführungsprüfungen - als Referenzgröße gewählt, so zeigt sich, dass die Durchflussmenge bei einer Lagerungstemperatur von 10 °C i. d. R. um den Faktor 4 - 6 ansteigt. Beträgt sowohl die Lagerungstemperatur als auch die Durchströmungstemperatur 10 °C (i. d. R. Bedingungen in situ), so erhöht sich die Durchflussmenge bis zum 9-fachen Wert. Die höchsten Durchflussvolumina treten bei allen Temperaturkombinationen bei einem Durchströmungsbeginn innerhalb der ersten 28 Tage auf. Unabhängig von der Lagerungs- und Durchströmungstemperatur werden bei einem Reifegrad zwischen $5,0 \cdot 10^7 \text{ Kh} < R_{Di} < 2,2 \cdot 10^8 \text{ Kh}$ ($\approx 7 - 28 \text{ d}$ bei 10 °C bzw. $< 7 \text{ d}$ bei 20 °C) beim Durchströmungsbeginn die größten Durchflussraten ermittelt. Unter Berücksichtigung der Versuchsergebnisse der einaxialen Druckversuche (Bild 36 bzw. Bild 38) entspricht dieses einer Bruchspannung zwischen $0,03 \text{ N/mm}^2 \leq q_u \leq 0,12 \text{ N/mm}^2$. In diesem Festigkeitsbereich scheint das Strukturgefüge der Dichtwandmasse am labilsten gegenüber einer Durchströmung zu sein.

Während des Durchströmens treten durch Erosions- und Suffosionseffekte Strukturveränderungen auf, die zu Feststoffverlusten – im Weiteren als Erosionsverluste definiert - infolge Ausspülungen führen. Die Erosionsverluste sind durch das Auswiegen der Probekörper vor und nach dem Durchlässigkeitsversuch quantitativ messbar. In Bild 47 sind die Erosionsverluste bezogen auf den Reifegrad zum Durchströmungsbeginn bei einer Durchströmungsdauer von 28 Tagen dargestellt. Die dargestellten Punkte sind jeweils Mittelwerte aus mindestens drei Versuchen.

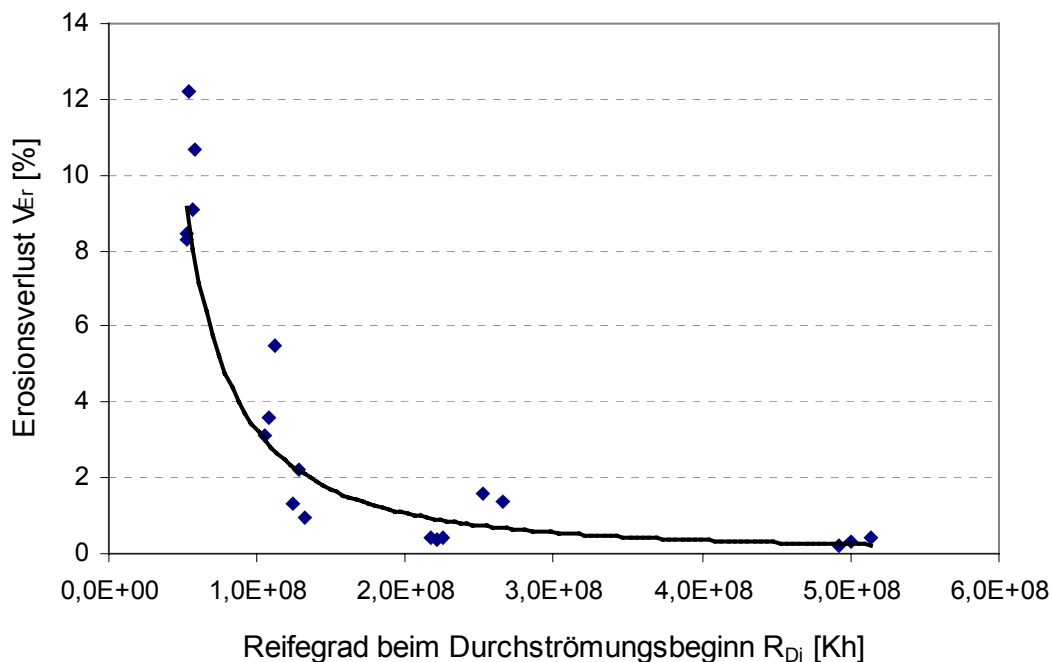


Bild 47: Abhängigkeit des Erosionsverlustes vom Reifegrad zu Beginn der Durchströmung

Es zeigt sich eine sehr gute Korrelation zwischen dem Reifegrad und den Feststoffverlusten beim Durchströmen. Bei geringen Reifegraden, d. h. im jungen Probenalter und bei geringen Lagerungstemperaturen beim Durchströmungsbeginn sind zunächst hohe Erosionsverluste festzustellen. Ab einem Reifegrad von $R_{Di} \approx 1,5 \cdot 10^8$ Kh treten nur noch geringe Feststoffverluste auf. Demnach kann von einem entscheidenden Einfluss des Hydratationszustandes zu Beginn der Durchströmung auf die Ausspülvorgänge ausgegangen werden.

Nach dem Ausbau der Proben aus den Triaxialzellen wird nach dem Erfassen von Masse und Volumen die einaxiale Druckfestigkeit ermittelt. Mit diesen Untersuchungen wird der Einfluss der Durchströmung auf das Festigkeitsverhalten erfasst. In Bild 48 sind beispielhaft die ermittelten Bruchspannungen an 105 Tage alten Proben dargestellt. Der graue Balken ($0,90 \text{ N/mm}^2 \geq q_u \geq 0,72 \text{ N/mm}^2$) kennzeichnet den Festigkeitsbereich von undurchströmten Proben für dieses Probenalter, wobei Lagerungstemperaturen von 10 und 20 °C berücksichtigt werden. Die im Diagramm eingezeichneten Punkte werden aus jeweils 2 bis 5 Einzelversuchen ermittelt und berücksichtigen das Probenalter und die Lagerungstemperatur bis zum Durchströmungsbeginn sowie die Durchströmungstemperatur.

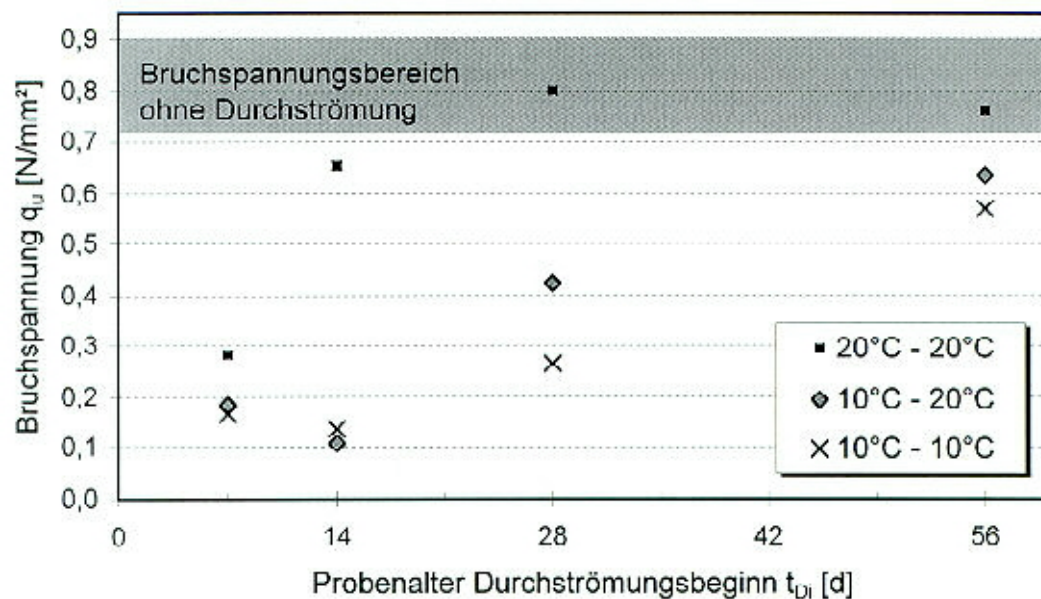


Bild 48: Bruchspannungen von 105 Tage alten Proben unter verschiedenen Erhärtingsbedingungen (Legende: Lagerungs– Durchströmungstemperatur)

Anhand von Bild 48 kann der Einfluss einer Durchströmung auf das spätere Festigkeitsverhalten bzw. die Strukturbildung verdeutlicht werden. Proben, bei denen die Erhärtings- und Durchströmungstemperatur jeweils 20 °C beträgt, weisen bei einem Durchströmungsbeginn nach frühestens 28 Tagen und den hier verwendeten hydraulischen Gradienten keine signifikanten Änderungen in der Festigkeitsausbildung zu undurchströmten Proben auf. Zu Beginn der Durchströmung ist die Vernetzung der einzelnen CSH-Phasen bereits so weit fortgeschritten und die hydraulische Belastung zu gering, um einzelne Bestandteile (u. a. Calciumionen) herauszulösen. Bei einem Durchströmungsbeginn nach 14 Tagen ist die ermittelte Bruchspannung nach 105 Tagen etwas geringer als die undurchströmten Proben. Demgegenüber besitzen Proben, die bereits nach 7 Tagen durchflossen werden, eine deutlich geringere Festigkeit nach 105 Tagen. Bei diesen Proben werden Calciumionen durch die Durchströmung aus der Dichtwandmasse eluiert. Hierdurch wird der Erhärtungsvorgang bzw. die Strukturbildung der Dichtwandmasse „gestört“, da die Calciumionen, die für die weitere Verfilzung bzw. Neubildung von CSH-Phasen benötigt werden, z. T. fehlen. Eine geringere Festigkeit ist die Folge. Die Dichtwandmasse muss also zu Beginn der Durchströmung eine Mindestfestigkeit aufweisen, um als erosionsstabil beurteilt werden zu können.

Die Untersuchungen an Proben, die zunächst unter 10 °C gelagert werden, bestätigen dieses Ergebnis. Hier erreicht keine der Proben die Festigkeit der undurchströmten Proben. Erst bei einem Durchströmungsbeginn nach 56 Tagen ($q_u \approx 0,4$ N/mm²) sind nur noch geringfügige Unterschiede in der Festigkeit nach 105 Tagen im Vergleich zu undurchströmten Proben festzustellen. Bei einem früheren Durchströmungsbeginn liegen die Festigkeiten deutlich unterhalb der Festigkeiten undurchströmter Proben. Z. T. deuten die organoleptischen Ansprachen der Proben bereits auf eine geringe Festigkeit hin. In Teilbereichen weisen die Proben eine Schmierschicht auf und können beim Ausbau z. T. ohne größere

Kraftanstrengung deformiert werden. Dieses wird durch die einaxialen Druckversuche verifiziert. Bei einigen Proben war die Bruchspannung nach 105 Tagen geringer als die Mindestdruckfestigkeit nach 28 Tagen, die zur Sicherung der Erosionsstabilität nach Kapitel 4.5.4 erreicht werden muss. Insbesondere bei Proben, die nach 14 Tagen erstmalig durchströmt werden, sind nach 105 Tagen nur Bruchspannungen zwischen $0,15 \text{ N/mm}^2 \geq q_u \geq 0,10 \text{ N/mm}^2$ ermittelt worden. Weiterhin weisen die Proben nach dem Durchlässigkeitsversuch einen Feststoffverlust von mindestens 5 % auf. Dieses lässt auf hohe Ausspülungsraten schließen, so dass auch ein weiterer Festigkeitsanstieg in höherem Probenalter nicht zu erwarten ist.

Zusammenfassung der Einflüsse der Lagerungs- und Durchströmungstemperatur auf die Durchlässigkeits- und Festigkeitsentwicklung

Die Durchlässigkeits- und die Festigkeitsentwicklung einer Dichtwandmasse wird wesentlich durch das Probenalter, die Lagerungstemperatur sowie eine hydraulische Belastung bestimmt. Bereits durch eine geringe hydraulische Belastung können durch Erosions- und Suffosionseffekte Feinstteilchen insbesondere Calciumionen ausgespült werden, die für die weitere Strukturbildung bzw. Festigkeitsentwicklung von Bedeutung sind. Ein wesentlicher Faktor hierbei ist der Hydratationszustand beim Durchströmungsbeginn. Insbesondere bei Reifegraden von $R_{Di} \leq 1,25 \cdot 10^8 \text{ Kh}$ ist die Dichtwandmasse empfindlich gegenüber hydraulischen Belastungen. Unabhängig von der vorherigen Lagerungstemperatur können bei diesen Reifegraden sowie hydraulischen Gradienten von $i = 30$ und einer Durchströmungsdauer von bis zu 28 Tagen bereits über 10 % des Feststoffanteils aus der Dichtwandmasse ausgespült werden. In der Folge stellen sich Durchlässigkeitsbeiwerte ein, die z. T. mehr als eine Zehnerpotenz oberhalb der in Eignungs- und Qualitätssicherungsuntersuchungen ermittelten Werte liegen. Auch die Festigkeit bildet sich deutlich geringer aus. Bei einigen Proben sind die Bruchspannungen um bis zu 90 % geringer als die von undurchströmten Proben. Die einaxialen Druckfestigkeiten liegen auch nach 105 Tagen noch unter $q_u \leq 0,2 \text{ N/mm}^2$. Somit sind diese Proben als nicht erosionsstabil einzuordnen.

Neben dem Reifegrad zu Beginn der Durchströmung hat auch die Durchströmungstemperatur einen Einfluss auf die Durchlässigkeitsentwicklung. Da der Zement in der Dichtwandmasse während der Durchströmung weiter hydratisiert, ist das Gesetz nach POISEUILLE nur bedingt anwendbar. Durch verschiedene Temperaturen während des Erhärtens bildet sich die Struktur der Dichtwandmasse verschiedenartig aus und führt so zu unterschiedlichen Durchlässigkeiten und Festigkeiten. Bei geringeren Reifegraden ist die unterschiedliche Strukturentwicklung deutlich stärker ausgeprägt.

Das Wasservolumen, das innerhalb von 28 Tagen durch eine Probe fließt, steigt mit geringeren Lagerungstemperaturen vor der Durchströmung und mit geringeren Durchströmungstemperaturen an. Dieses hat wiederum zur Folge, dass die im Labor - für eine unter 20 °C gelagerte und durchströmte Probe - ermittelten Durchlässigkeitsbeiwerte nicht mit denen in situ übereinstimmen. So kann der für die Baumaßnahme geforderte Durchlässigkeitsbeiwert im Labor erreicht werden, in situ liegt er aber deutlich höher. Für die untersuchte Dichtwandmasse ist die Durchflussmenge bei 10 °C um den Faktor 4 - 6 höher als bei 20 °C. Wird weiterhin auch die Durchströmungstemperatur zu 10 °C gewählt, so ist das durchflossene Wasservolumen um bis zu 9 Mal größer. Analog zur einaxialen Druckfestigkeit ist somit der Reifegrad und nicht das Probenalter ausschlaggebend für den Durchlässigkeitsbeiwert.

Vergleichbar zu den einaxialen Druckversuchen ist eine überschlägige Überprüfung des Durchlässigkeitsbeiwertes durch eine thermische Vorbehandlung möglich. Unter Berücksichtigung des Durchströmungsbeginns werden sich i. d. R. höhere Durchlässigkeitsbeiwerte als bei einer üblichen Eignungsprüfung einstellen. Es sind jedoch auch die im Kapitel einaxiale Druckversuche genannten Einschränkungen zu beachten.

8 Hydraulische Beanspruchung von Dichtwandmassen

8.1 Grundlagen und Problemstellung

Durch Dichtwände wird der Grundwasserleiter unterbrochen. Bereits zu Beginn der Hydratation können infolge ungünstiger örtlicher bzw. natürlicher Gegebenheiten oder bei anthropogenen Eingriffen in den Grundwasserleiter Strömungsvorgänge in der Dichtwand auftreten. Somit ist ein Wasseraufstau vor der Wand infolge einer Grundwasserströmung unvermeidlich. Die nachhaltige Abdichtung von Dämmen oder Deichen erfolgt i. d. R. unter Aufrechterhaltung des Staus auf der Wasserseite und ist mit einer sofortigen Durchströmung der Dichtwand verbunden. Auch die Druckentlastung gespannter Grundwasserhorizonte kann zu unterschiedlichen Wasserständen auf beiden Seiten der Wand führen. Des Weiteren kann eine noch nicht aushydratisierte Dichtwandmasse durch ein frühes Lenzen einer Baugrube hydraulisch belastet werden. Die auftretenden hydraulischen Gradienten können bei extremen Verhältnissen (tiefe Baugrube, schmale Wand) Werte von $i > 50$ erreichen.

Bei der Umschließung von Deponien und Altlasten wird ebenfalls ein in den Dichtwandtopf gerichtetes hydraulisches Gefälle erzeugt. Hierdurch wird verhindert, dass kontaminiertes Grundwasser aus dem Dichtungssystem heraustritt. Aufgrund des geringen Druckunterschiedes auf beiden Wandseiten (i. d. R. kleiner 4 m) wird die Dichtwand nur mit kleinen hydraulischen Gradienten in der Größenordnung von $i < 5$ belastet. Zusätzlich kann sich jedoch das Vorhandensein von Schadstoffen negativ auf die Durchlässigkeitsentwicklung auswirken (GEIL, 1989). Weiterhin ist zu berücksichtigen, dass an die Dauerhaftigkeit respektive Dichtigkeit sehr viel höhere Anforderungen gestellt werden als bei temporären Abdichtungen.

Ein ggf. erforderlicher Nachweis der Systemdurchlässigkeit kann im Vorfeld der Baumaßnahme an einem Probekasten erfolgen (s. Kap. 6.4.3). Gewöhnlich wird mit dem Absenken des Grundwassers 28 Tage nach Herstellung der letzten Lamelle für den Probekasten begonnen. Der gesamte Zeitraum zwischen Fertigstellung des Probekastens und Beginn der Dichtwandproduktion kann für die ausführende Bauunternehmung als Wartezeit angesehen werden. Auf der Baustelle können nur vorbereitende Arbeiten wie z. B. Leitwandbau oder weitere Baustelleneinrichtungsmaßnahmen durchgeführt werden. Sämtliche für die Dichtwandproduktion benötigten Geräte u. a. Mischanlage, Trägergerät mit Greifer und ggf. eine Separieranlage müssen über den gesamten Zeitraum des hydraulischen Tests vorgehalten und ggf. über die Leistungspositionen kalkulatorisch verrechnet werden. Nach Information verschiedener Bauunternehmungen betragen die reinen Vorhaltekosten für eine Geräteeinheit mit einem Schlitzwandgreifer bei Stillstand ca. 5.500,- DM pro Arbeitstag. Bei der Gesamtkostenbetrachtung sind zusätzlich auch die Kosten für die Bau-, Eigen- und Fremdüberwachung zu berücksichtigen.

Eine Verkürzung des Untersuchungszeitraumes für die hydraulischen Tests würde somit auch zu einer Reduzierung der Gesamtkosten führen. Da der Zeitraum der hydraulischen Tests selbst nicht beschleunigt werden kann, kann nur der Zeitraum bis zur Durchführung der Versuche verringert werden. Ein Absenken vor einem Erhärtungszeitraum von 28 Tagen ist nicht vorgesehen, da eine Schädigung der Wand infolge der hydraulischen Belastung nicht ausgeschlossen werden kann. Ein Nachweis für eine mögliche Schädigung erfolgte bislang nicht.

Die mechanischen Eigenschaften einer Dichtwandmasse verändern sich mit Einsetzen der Hydratation erheblich. Bereits eine organoleptische Ansprache macht den Übergang von der flüssigen in die feste Phase deutlich. Inwieweit sich durch den Wechsel des Aggregatzustandes auch das Durchlässigkeitsverhalten verändert und welche positiven und negativen Auswirkungen auf die Feststoffeigenschaften der Dichtwandmasse infolge einer frühen hydraulischen Belastung auftreten, wird in diesem Kapitel aufgezeigt. Hierbei werden der Reifegrad der Proben zum Zeitpunkt der hydraulischen Erstbelastung variiert und die Einflüsse auf das Feststoffverhalten aufgezeigt.

8.2 Untersuchungen zur Bestimmung der Durchlässigkeit und des Erosionsverhaltens

8.2.1 Pin-Hole-Test

In einer ersten Versuchsreihe wird zunächst die innere Erosionsstabilität der verwendeten Dichtwandmasse nachgewiesen. Dieser Nachweis erfolgt mit Pin-Hole-Tests in Anlehnung an die ÖNORM B 4452. Für die Pin-Hole-Tests werden Probekörper mit einem Erosionskanal (\varnothing 1 mm, Länge ca. 50 mm) hergestellt. Nach dem Einbau der Proben in die Versuchseinrichtung werden die Proben über einen Zeitraum von 3 Tagen mit einem konstanten hydraulischen Gefälle von $i = 20$ durchströmt. Im Anschluss wird das Gefälle auf $i = 50$ erhöht, und die Proben werden mindestens weitere 4 Wochen durchströmt. Ca. einmal wöchentlich wird die Durchflussrate ermittelt, die innerhalb von 5 Minuten durch die Probe und den Erosionskanal fließt. Nach der ÖNORM B 4452 wird die Probe als erosionsbeständig beurteilt, wenn die Durchflussrate im Untersuchungszeitraum unter Berücksichtigung einer Toleranzgrenze von 5 % nicht zunimmt. Wird ein Zuwachsen des Erosionskanals festgestellt, wird dieser erneut durchstochen. Nach dem Versuch erfolgt eine organoleptische Beurteilung der Probe.

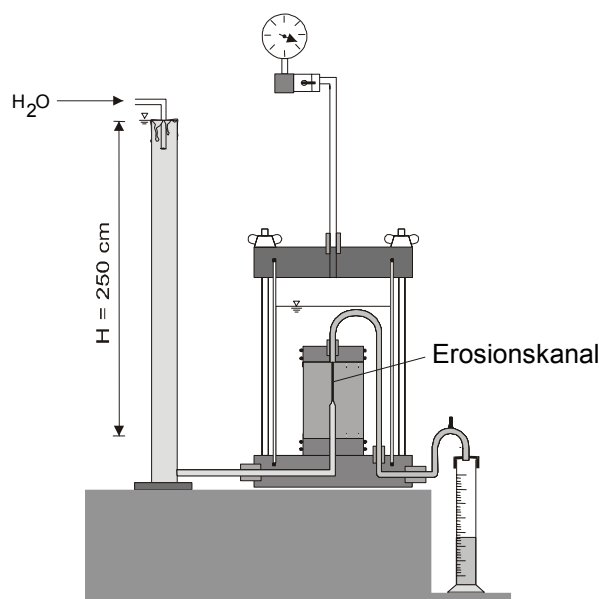


Bild 49: Versuchsanordnung Pin-Hole-Test

Das Probenalter beim Durchströmungsbeginn wird zwischen 7 und 56 Tagen gewählt. Die Anmachwassertemperatur beträgt jeweils $T_A = 20\text{ °C}$. Bild 50 enthält die grafische Darstellung der Durchflussmengen über die gesamte Versuchszeit. Unabhängig vom Probenalter beim Durchströmungsbeginn können alle Proben als erosionsstabil eingeordnet werden. Die visuelle Begutachtung der Proben nach dem Versuch zeigt bei keiner Probe eine Aufweitung des Durchströmungskanals. Vielmehr müssen alle Proben mindestens einmal wieder durchstochen werden.

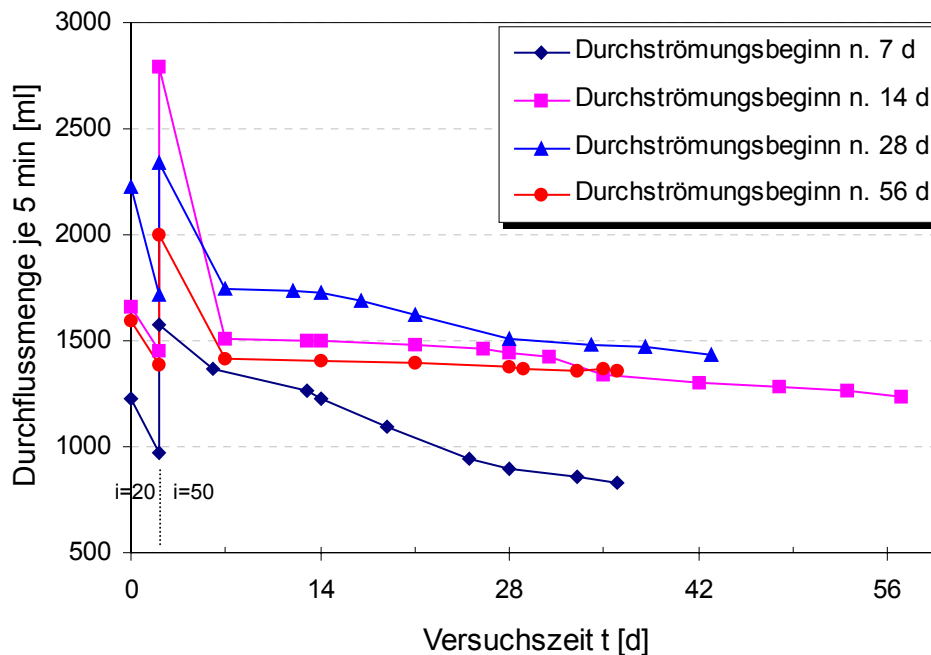


Bild 50: Ergebnisse der Pin-Hole Tests

8.2.2 Untersuchungen an Bentonit-Zement-Suspensionen

Um Proben mit einem geringen Reifegrad bzw. sogar unmittelbar nach dem Anmischen durchströmen zu können, wurde eine spezielle Durchlässigkeitszelle entwickelt, die im Folgenden als Erosionszelle (Bild 51) bezeichnet wird. In dieser Zelle können Dichtwandsuspensionen von oben nach unten durchflossen werden. Auf der Abstromseite kann zur Simulation der natürlichen Gegebenheiten ein Filterstein und/oder eine Filterschicht mit der gewünschten Körnung eingebaut werden.

Die Kopfplatten der Erosionszelle sind aus Kunststoff (PEHD) angefertigt. Der eigentliche Durchströmungszylinder besteht aus Plexiglas, damit Veränderungen der Probe infolge des Versuches erfasst werden können. Der Zylinder und die Kopfplatten werden mit vier Gewindestangen gegeneinander verspannt und durch Dichtungsringe abgedichtet. Durch Kugelhähne am Ein- und Ausfluss kann die Druckaufbringung und die Versuchszeit individuell gesteuert werden. Zusätzlich ist die Zelle mit einer Entlüftungseinrichtung versehen, so dass eine Druckbeaufschlagung vor dem Versuch ausgeschlossen werden kann. Durch die Parallelschaltung mehrerer Vorratsbehälter ist die dauerhafte Versorgung an Durchströmungswasser

gegeben, so dass gerade zu Beginn der Versuche eine Unterbrechung der Druckbeaufschlagung ausgeschlossen werden kann. Die Druckaufbringung (konstante Druckhöhe) erfolgt mit Druckluft, die über Manometer eingestellt und bei niedrigen Drücken (bis 2 m Wassersäule) zusätzlich mit einem Standrohr kontrolliert werden kann.

Die Zylinderlängen sind variabel, so dass Proben bis zu einer maximalen Höhe von einem Meter eingebaut werden können. Hiermit kann auch der praxisrelevante Einfluss der Dicke der Dichtwand simuliert werden.

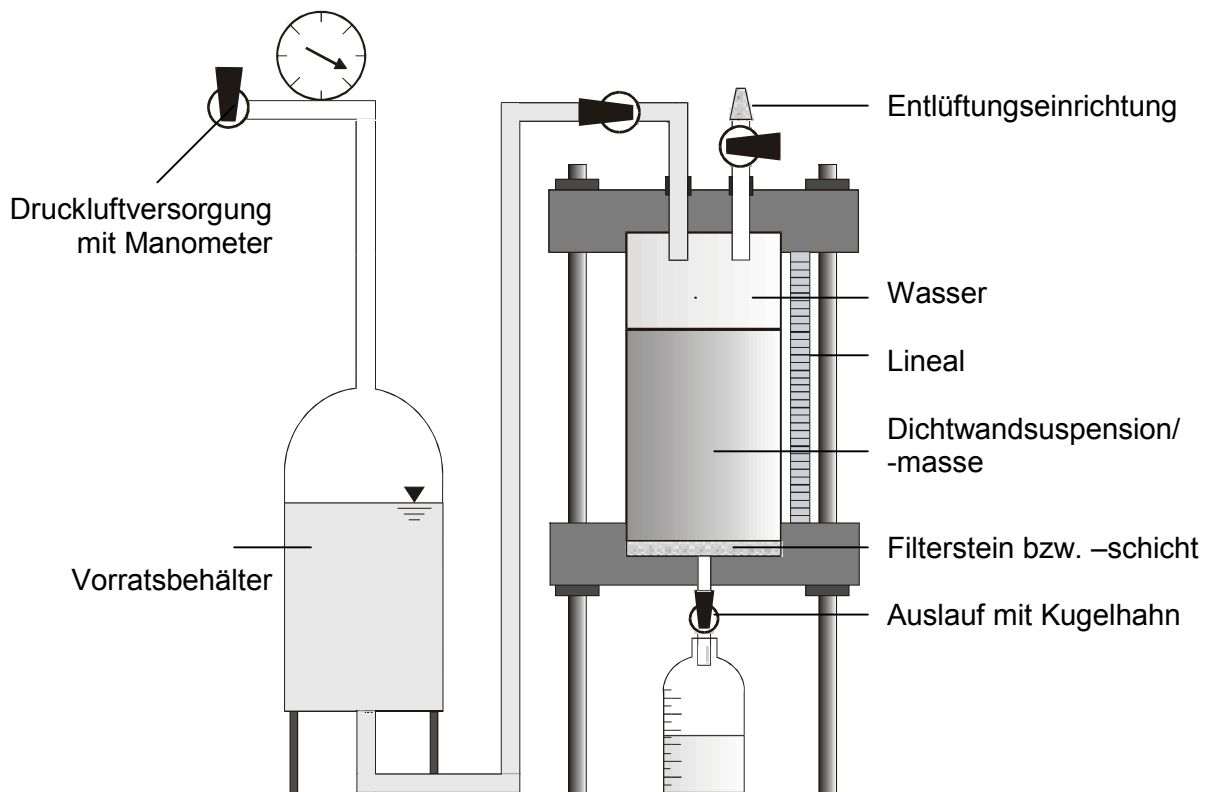


Bild 51: Erosionszelle

Bei einem Großteil der Untersuchungen wird auf der Abstromseite ein Glasfilterstein der Porosität 0 verwendet. Diese Filtersteine weisen maximale Porenweiten von 160 bis 250 μm auf. Nach Angaben des Herstellers fließen bei einem Druck von 0,1 bar ca. 15 Liter Wasser in der Minute durch den Filterstein. Nach dem Versuch werden die Filtersteine gereinigt und anschließend mindestens über 24 Stunden in verdünnte Salpetersäure gelegt. Hierdurch wird gewährleistet, dass alle möglichen Verstopfungen der Porenkanäle mit Dichtwandmasse wieder gelöst werden und die ursprüngliche Porosität wieder vorhanden ist. In weiteren Versuchsreihen wird ein enggestufter Sand als Filtermaterial verwendet, so dass sich vergleichbar zu in situ-Verhältnissen ein Filterkuchen ausbilden kann.

Nach der Dispergierung der Suspension wird diese in die Erosionszelle eingefüllt und im Anschluss entlüftet. Oberhalb der Suspension wird das Durchströmungsmedium (Wasser) aufgebracht. Hierbei wird darauf geachtet, dass es nicht zu Vermischungen zwischen der Suspension und der Wasserschicht kommt. Bis zum Durchströmungsbeginn verbleibt die Suspension in Ruhe und ohne Druckbeaufschlagung. Bei Versuchsbeginn wird der Kugelhahn am Auslauf geöffnet und der entsprechende Wasserdruck aufgebracht.

Im Weiteren werden die Proben mit konstantem Druck beaufschlagt und das ausfließende Wasservolumen (z. T. in analysenreinen Polyethylenflaschen) sowie die Stauchungen der Proben erfasst. Zu Beginn der Versuche befindet sich der Auffangbehälter auf einer Digitalwaage, um die kurzfristigen Änderungen der Ausspülmengen aufnehmen zu können. Bei einigen Versuchsserien werden zusätzlich die Menge der ausgespülten Ionen sowie der pH-Wert ermittelt.

Nach einer Durchströmungsdauer von i. d. R. 7 Tagen werden die Proben aus den Erosionszellen ausgebaut. Ein Teil der Proben wird in Durchlässigkeitszellen (Triaxialzellen) eingebaut und an dem anderen Teil der Proben werden einaxiale Druckversuche durchgeführt. Sämtliche Versuche werden - insoweit nicht anders angegeben - bei einer Umgebungs- und Durchströmungstemperatur von ca. 20 °C durchgeführt.

In Vorversuchen wird zunächst die Vergleichbarkeit der ermittelten Durchlässigkeit von Proben, die in der Erosionszelle und in der Triaxialzelle durchströmt werden, nachgewiesen. Bei allen Versuchen sind die Lagerungs- und Durchströmungsbedingungen gleich. Es zeigt sich, dass die ermittelten Durchströmungsvolumina und Durchlässigkeitsbeiwerte unabhängig von der Versuchsanordnung der Teilversuche annähernd gleich sind. Die geringen Differenzen liegen im Bereich der üblichen Streuung eines Durchlässigkeitsversuches.

In weiteren Vorversuchen wird der maximale Druck in Abhängigkeit vom Probenalter beim Durchströmungsbeginn ermittelt, bei dem die Proben nicht erodieren. Bei jeder Probe wird zu Beginn des Versuches zunächst ein Druck von 0,1 bar über einen Zeitraum von 2,5 Minuten aufgebracht. Treten Erosionserscheinungen auf, die durch Ausspülung der Suspension, starke Zunahme der Durchlässigkeit und Trübung des aufgefangenen Wassers deutlich werden, wird der Versuch abgebrochen. Ansonsten wird der Druck um 0,1 bar erhöht und wieder über einen Zeitraum von 2,5 Minuten konstant gehalten. Dieses Vorgehen wird bis zu einem Druck von 2,2 bar fortgesetzt. Nach 60 Minuten Druckbeaufschlagung werden die Versuche abgebrochen. Bei den Versuchen wird sowohl der Zeitpunkt des Durchströmungsbeginns (zwischen 0 und 18 Stunden) als auch die Probenhöhe ($h = 12$ und 24 cm) variiert.

Die Versuche zeigen, dass bereits noch fließfähige Dichtwandmassen bei den aufgeführten Randbedingungen im Untersuchungszeitraum erosionsstabil gegenüber Wasserströmungen sind. Zwar werden einige Proben mit einer Ausgangsprobenhöhe von $h = 12$ cm durch Erosionsvorgänge vollständig zerstört, jedoch ist ein erosionsbedingter Durchbruch auch bei mehrfachen Wiederholungsversuchen nicht reproduzierbar. Das Phänomen des erosionsbedingten Durchbruchs bei fließfähigen Dichtwandmassen ist auf Fehler beim Versuchseinbau oder bei der Versuchsdurchführung zurückzuführen. Ein Zusammenhang zwischen dem Durchströmungsbeginn und der Druckbeaufschlagung bei den durch Erosionsvorgängen zerstörten Proben besteht nicht.

Erosionszellenversuche

Den Einfluss des Probenalters (Reifegrades) beim Durchströmungsbeginn auf die aus-/durchgespülte Wassermenge zeigen die folgenden Bilder. Hierbei wird das Aufbringen des hydraulischen Höhenunterschiedes als Druckbeaufschlagung definiert.

In Bild 52 ist beispielhaft der Verlauf des aufgefangenen Wasservolumens sowie der Höhe des Probekörpers (Suspensionsstand) beim Versuchsbeginn in Abhängigkeit von der Versuchszeit dargestellt. Die Messwerte werden jeweils in einem Abstand von 2,5 Minuten erfasst.

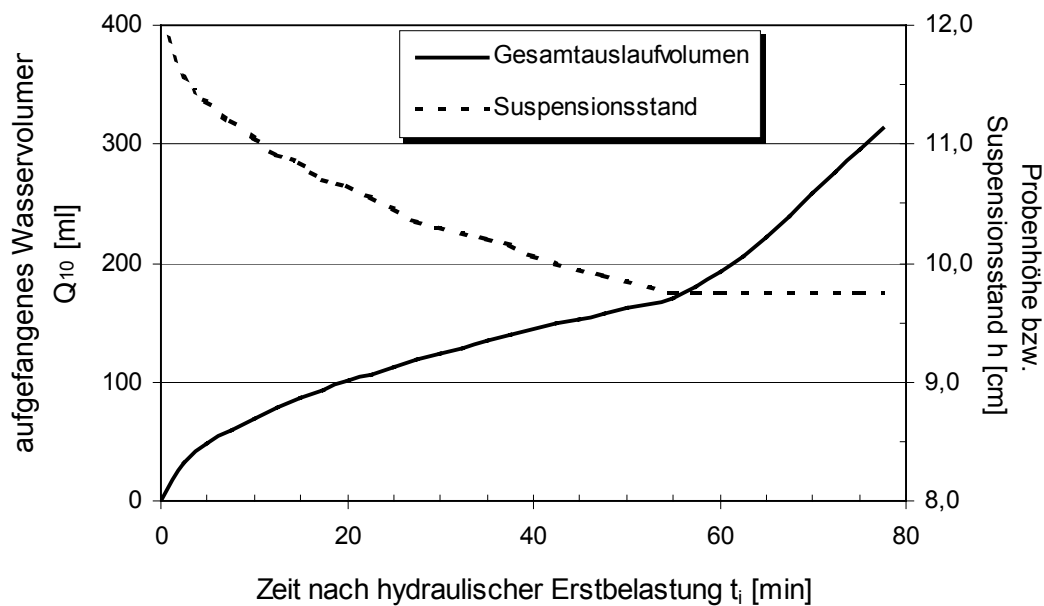


Bild 52: Verlauf der Probenhöhe und des Gesamtauslaufvolumens über die Versuchszeit (hydraulische Druckbeaufschlagung 0,1 bar, Ausgangsprobenhöhe 12 cm)

Mit Beginn der Druckbeaufschlagung verringert sich die Höhe der eingefüllten Suspension. Dieser im Weiteren als Stauchung bezeichnete Vorgang ist zu Versuchsbeginn stärker ausgeprägt und flacht immer weiter ab. Nach einem in Abhängigkeit vom Durchströmungsbeginn bestimmten Zeitintervall (s. u.) wird die Probe nicht weiter gestaucht. Infolge der Stauchung verringert sich das Volumen der Probe, und zwar annähernd proportional zur aufgefangenen Wassermenge. Es ist zu vermuten, dass zu Beginn des Versuches das aufgefangene Wasservolumen dem ausgedrückten Wasser des Probekörpers entspricht. Um dieses zu verifizieren, werden Versuche mit einem definierten Wasservolumen oberhalb der Proben durchgeführt. Während des Versuches werden sowohl die Höhe des Suspensions- und Wasserstandes als auch das ausgespülte Wasservolumen erfasst. Alle Versuche zeigen, dass das Wasservolumen oberhalb der Probe bis zum Wiederanstieg der Kurve des Gesamtauslaufvolumens konstant ist. Durch die Druckbeaufschlagung wird zunächst der noch nicht durch die Hydratation des Zementes oder das Quellen des Bentonites gebundene Wasseranteil ausgespült. Erst nachdem der Probekörper sein gesamtes nicht gebundenes Wasser abgegeben hat, beginnt die eigentliche Durchströmung der Probe. Dementsprechend entsteht jeweils eine charakteristische Kurvenform für das Ausspülvolumen bis zur eigentlichen Durchströmung der Probe.

Die Stauchung korrespondiert mit einer Erhöhung der Dichte des Probekörpers. Sie tritt bei allen Versuchen auf und ist abhängig vom Probenalter beim Durchströmungsbeginn, der hydraulischen Druckbeaufschlagung und der Probenhöhe. Die maximal gemessenen Stauchungen betragen bis zu 30 % der Ausgangshöhe. Bild 53 zeigt den Einfluss des Probenalters beim Durchströmungsbeginn auf die sich ergebende Stauchung. Berücksichtigt werden Proben mit einer Anfangsprobenhöhe von 12 und 24 cm.

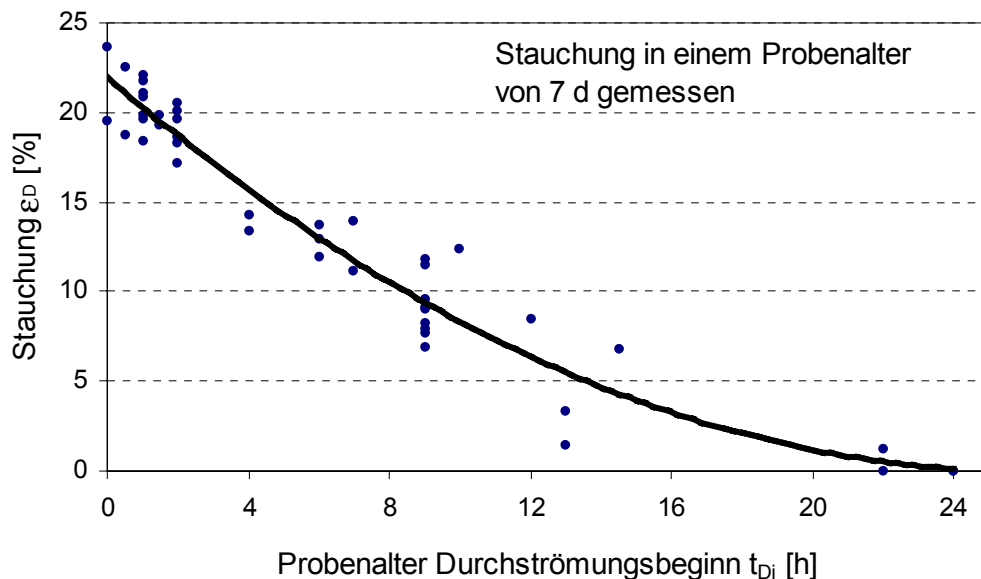


Bild 53: Einfluss des Probenalters beim Durchströmungsbeginn auf die Stauchung (hydraulische Druckbeaufschlagung 0,1 bar, Stauchung wurde in einem Probenalter von 7 Tagen gemessen)

Der Zeitpunkt der Druckbeaufschlagung ist maßgebend für die sich einstellende Stauchung der Proben. Werden die Proben direkt nach dem Anmischen hydraulisch belastet, treten die größten Stauchungen auf. Nach ca. 24 Stunden Erhärtung hat sich das Gefüge der Proben bereits so weit stabilisiert, dass sie bei einer Druckbeaufschlagung von 0,1 bar nicht gestaucht werden.

Bei einer höheren Druckbeaufschlagung treten tendenziell etwas höhere Stauchungen auf. Auch der Zeitraum bis zum Abklingen der Stauchung verlängert sich bei höheren Drücken. Beginnt die Druckbeaufschlagung frühestens nach 36 Stunden, tritt bei keiner der untersuchten Proben bis zum Probenalter von 7 Tagen eine Stauchung auf.

Innerhalb des Zeitraumes, bei dem die Proben durch Druckbeaufschlagung komprimiert werden, ähnelt der Versuch dem Filterpressversuch. Es stellt sich durch die Kolmationseffekte eine Filterschicht im Bereich der Kontaktfläche Suspension/Boden ein. Diese besitzt eine höhere Dichte und eine festere Struktur. Über die sich ausbildende Membran kann der auf die noch nahezu flüssige Suspension aufgebrachte Druck auf die Filterschicht bzw. den Filterstein übertragen werden, so dass die Probe durchflossen werden kann.

Die Entwicklung des aufgefundenen Wasservolumens zu Beginn des Versuches in Abhängigkeit vom Zeitpunkt der hydraulischen Erstbelastung zeigt Bild 54.

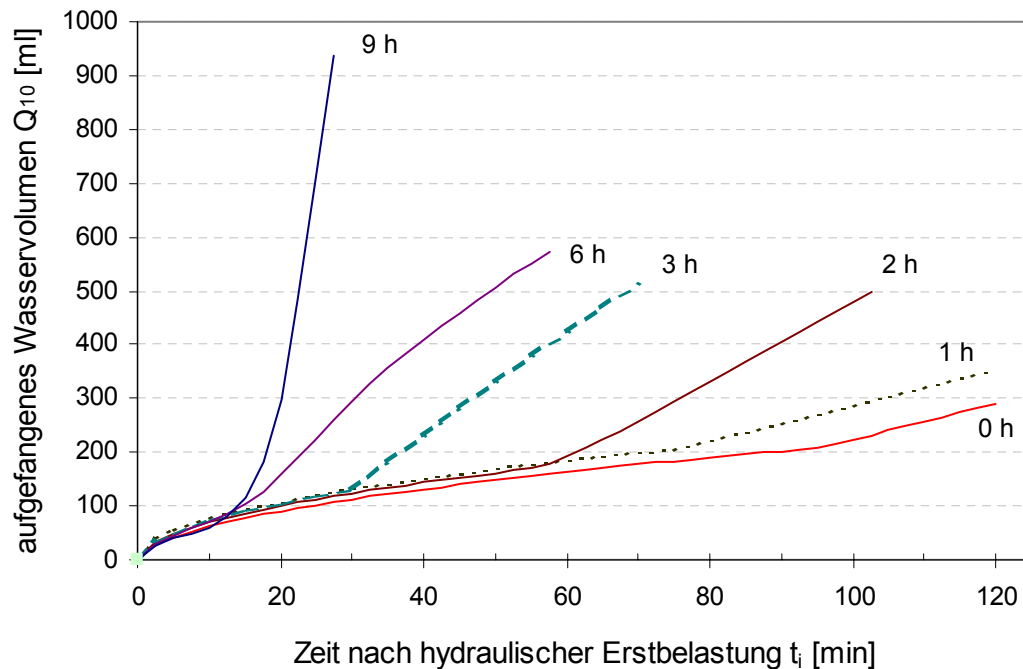


Bild 54: Einfluss des Zeitpunktes der hydraulischen Erstbelastung auf das aufgefunden Wasservolumen
(Versuchsbeginn ≤ 9 h, Druckbeaufschlagung 0,1 bar, Ausgangsprobenhöhe 12 cm)

Es ist eine deutliche Abhängigkeit der aufgefundenen Wassermengen vom Durchströmungsbeginn zu erkennen. Alle Proben weisen einen ähnlichen Kurvenverlauf auf. Im ersten Bereich der Kurven, in dem nicht gebundenes Wasser austritt, verlaufen alle Kurven annähernd gleich. Dieser Bereich weist zu Beginn des Versuches (bis ca. 10 min) hohe aufgefundene Wassermengen auf, die als Sofortkonsolidation betrachtet werden können. Im anschließenden Bereich - bis zum eigentlichen Durchströmungsbeginn - verringert sich das aufgefundene Wasservolumen deutlich. Der eigentliche Durchströmungsbeginn tritt schlagartig ein, wobei das aufgefundene Wasservolumen bei späterem Versuchsbeginn deutlich ansteigt. Diese Kurvenverläufe sind typisch für Proben, die innerhalb von 9 Stunden nach dem Anmischen erstmalig hydraulisch belastet werden.

Bis zum eigentlichen Durchströmungsbeginn lässt sich der Verlauf des aufgefundenen Wasservolumens Q über die Zeit t unabhängig von der Probenhöhe durch eine einparametrische Wurfelfunktion beschreiben. Vom Zeitpunkt der Druckbeaufschlagung und der Probenhöhe hängt lediglich die Zeitspanne ab, in der das aufgefundene Wasservolumen durch die Funktion berechnet werden kann. Sowohl bei früherem Durchströmungsbeginn als auch bei höheren Probekörpern verlängert sich der Zeitraum, in dem die Proben gestaucht werden. Es ergibt sich die folgende Wurfelfunktion:

$$Q = p(x) \cdot \sqrt{t} \quad [\text{ml}] \quad (\text{Gl. 15})$$

Der Strömparameter $p(x)$ ist bei gleichem Mischungsverhältnis nur von dem aufgebracht hydraulischen Gefälle abhängig. Eine Regressionsanalyse ergab die in Tabelle 11 angegebenen Werte.

Tabelle 11: Strömparameter $p(x)$ in Abhängigkeit von der Druckbeaufschlagung (LAU, 1999)

Druckbeaufschlagung p	[bar]	0,10	0,20	0,30
Strömparameter $p(x)$	[-]	$22,8 \pm 0,65$	$28,9 \pm 1,20$	$31,5 \pm 0,90$

Der Verlauf des aufgefangenen Wasservolumens über die Zeit bei einer erstmaligen Druckbeaufschlagung nach frühestens 9 Stunden ist in Bild 55 dargestellt. Grundsätzlich zeigt sich ein stark differierender Kurvenverlauf gegenüber Proben, die zu einem früheren Zeitpunkt durchströmt werden.

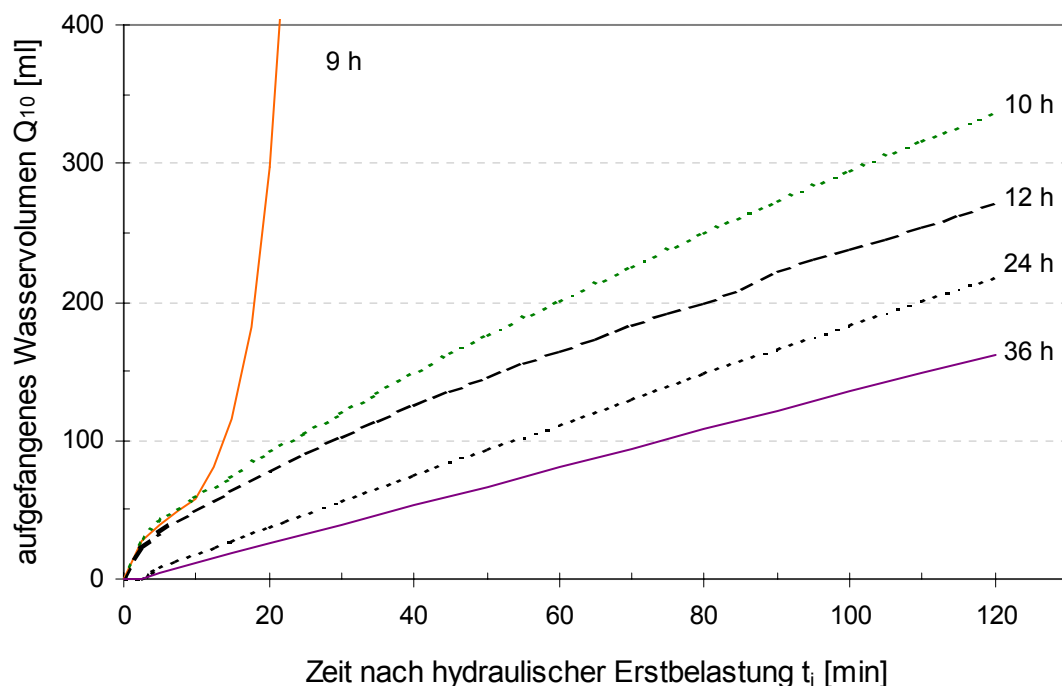


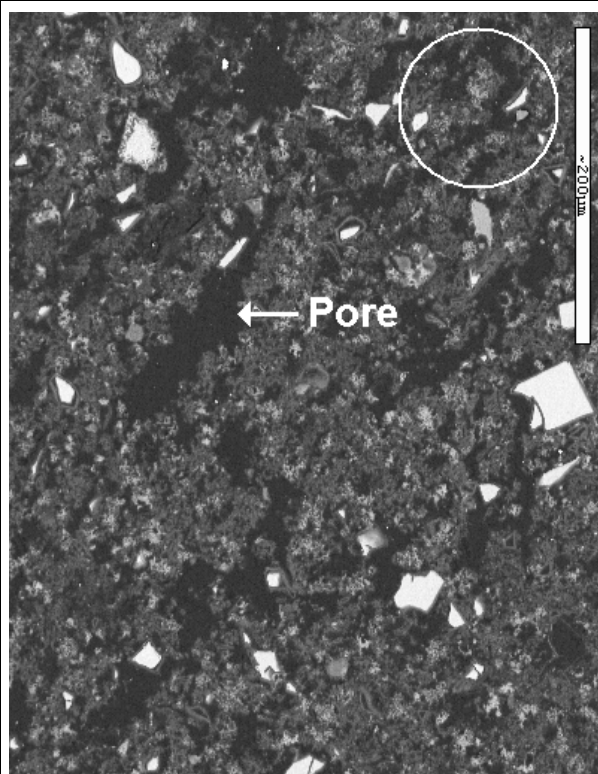
Bild 55: Einfluss des Zeitpunktes der hydraulischen Erstbelastung auf das aufgefangene Wasservolumen
(Versuchsbeginn ≥ 9 h, Druckbeaufschlagung 0,1 bar, Ausgangsprobenhöhe 12 cm)

Alle Proben, die gestaucht werden, weisen zu Beginn die oben beschriebene Sofortkonsolidation auf. Nach der Sofortkonsolidation verläuft das aufgefangene Wasservolumen annähernd linear über die Zeit. Der charakteristische Knickpunkt tritt nicht auf. Beginnt die Druckbeaufschlagung frühestens 24 Stunden nach dem Anmischen ($\varepsilon \approx 0 \%$, s. Bild 53), verläuft das Durchflussvolumen zu Beginn der Durchströmung proportional zur Versuchszeit. Je später die Proben erstmalig hydraulisch belastet werden, desto geringer sind die Durchflussraten zu Beginn der Durchströmung.

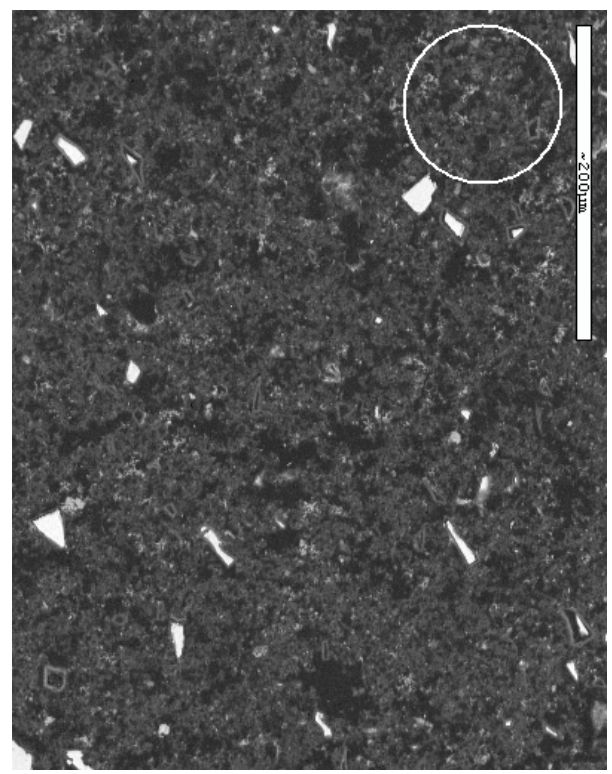
Nach einer Erhärtungszeit von ca. 9 Stunden kann zum einen das chemisch (teilgebundene) Wasser nicht mehr aus dem Gefüge der angesteiften Bentonit-Zement-Suspension herausgedrückt werden, zum anderen hat sich das Wasserangebot an locker gebundenen Wassermolekülen reduziert. Somit tritt für die untersuchte Bentonit-Zement-Suspension nach ca. 9 Stunden ein Zustandswechsel ein, der als ein charakteristischer Punkt für die Zementerhärtung zu betrachten ist.

Die Ursache für diese Erscheinungen wird in der Zementkinetik gesehen. Die Erhärtung des Zementleimes ist durch die Verfilzung der anfangs langen CSH-Nadeln bedingt. Diese sind in der Lage, den wassergefüllten Porenraum zu überbrücken, so dass sie ein Grundgefüge mit einer mechanischen Anfangsstabilität bilden. Innerhalb der ersten 9 Stunden befindet sich die Struktur der Bentonit-Zement-Suspension in einem labilen Zustand, wobei der Zement in der Kartenhausstruktur des Bentonites zunächst schwebt. In diesem Stadium ist das Gefüge sehr empfindlich gegenüber Störungen infolge von mechanischen Einwirkungen und Belastungen. Wird die Vernetzung der langfaserigen CSH-Nadeln durch eine hydraulische Belastung behindert, so wird auch die Strukturausbildung gestört. Zusätzlich kommt es aufgrund der Durchströmung zu einer Kompaktierung der Suspension und ggf. sogar zum Herauslösen einzelner Bestandteile, die am Filterkuchen wieder aufgefangen werden. Eine Erhöhung der Dichte innerhalb der Filterschicht und eine geringere Dichte auf der Anstromseite sind die Folge. Die eigentliche Verdichtung des Porenraumes erfolgt durch die Bildung von feinkristallinen, kurzen CSH-Phasen in dem kompaktierten Zustand.

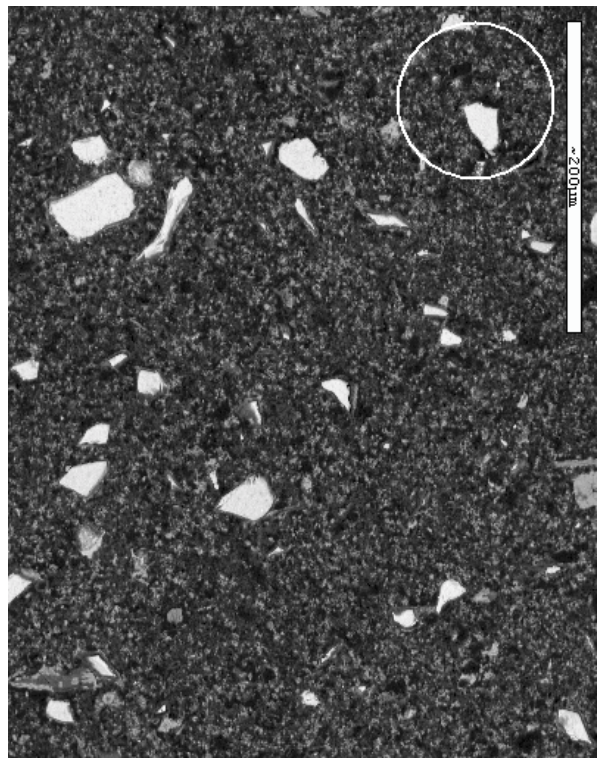
Die Strukturveränderung der Proben in Durchströmungsrichtung wird durch REM-Aufnahmen bestätigt. Beim Vergleich der Porendurchmesser aus dem Anstrom- und Abstrombereich wird deutlich, dass ein Stofftransport (mechanische Erosion und Kolmation) stattfindet. Diese Feststoffverlagerung bewirkt eine größere Porosität im Anstrombereich und eine geringere Porosität im Abstrombereich. Die große Porosität wird durch die Größe, Anzahl und Verbindung der Poren deutlich. Insbesondere bei Proben, die mit einer Druckbeaufschlagung von $p = 0,3$ bar nach 9 Stunden belastet werden, treten große Poren bis zu einem Durchmesser von 0,1 mm auf. Aber auch bei 9 Stunden alten Proben und einer Druckbeaufschlagung von 0,1 bar können die Porendurchmesser auf der Anstromseite bis zu 0,1 mm betragen (Bild 56 a). Diese Poren können sowohl durch chemische als auch durch innere mechanische Erosion weiter aufgeweitet werden.



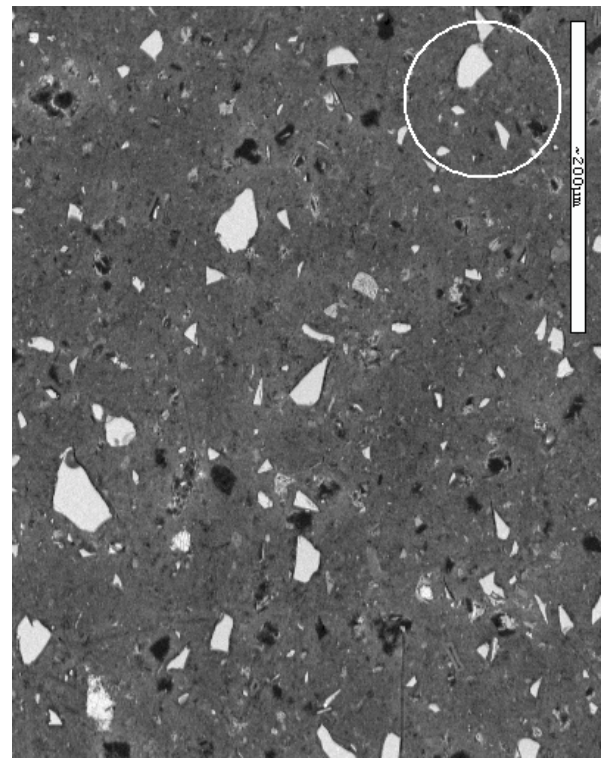
a. Druckbeaufschlagung nach 9 Stunden, hydraulischer Höhenunterschied 1 m, Anstromseite



c. Druckbeaufschlagung nach einer Stunde, hydraulischer Höhenunterschied 3 m, Anstromseite



b. Druckbeaufschlagung nach 9 Stunden, hydraulischer Höhenunterschied 1 m, Abstromseite



d. Druckbeaufschlagung nach einer Stunde, hydraulischer Höhenunterschied 3 m, Abstromseite

Bild 56: REM-Aufnahmen durchströmter Proben,
(Durchmesser weiße Kreise = 0,1 mm)

Bei einer Druckbeaufschlagung innerhalb der ersten 2 Stunden nach dem Anmischen und einem großen hydraulischen Höhenunterschied können die Zementklinker vom Bentonit anscheinend nicht in Schwebe gehalten werden und werden zur Abstromseite transportiert (Bild 56 c und d). Mit steigendem Probenalter vor der Druckbeaufschlagung tritt dieses Phänomen nicht mehr auf.

Den Einfluss der Größe des hydraulischen Höhenunterschiedes auf das aufgefangene Wasservolumen zu Beginn des Versuches zeigt Bild 57.

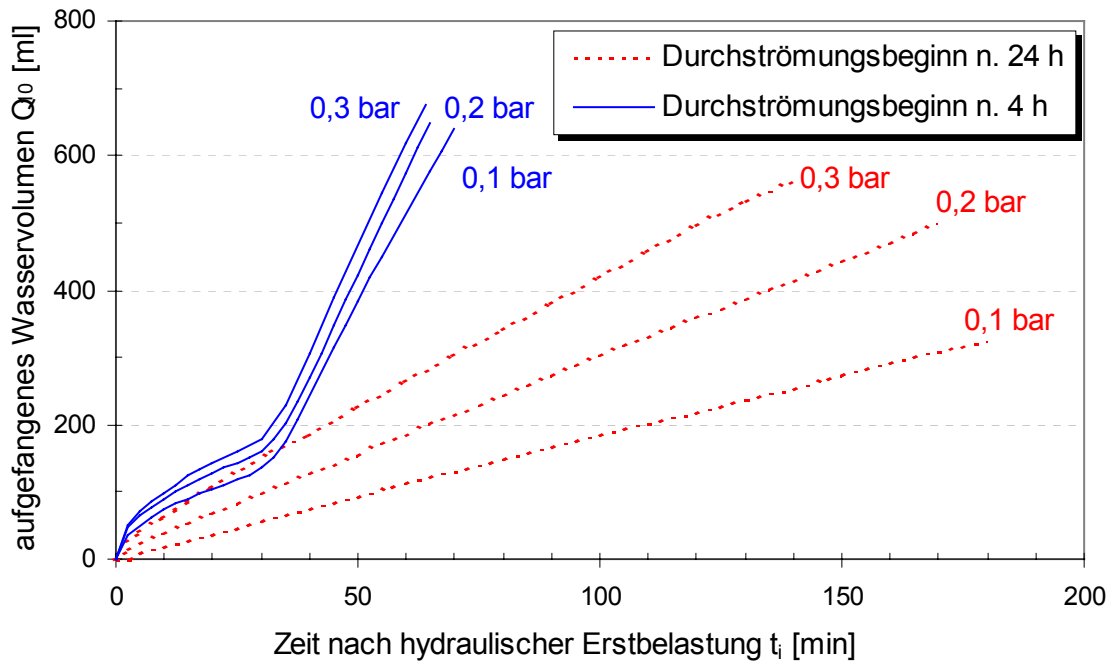


Bild 57: Verlauf des aufgefangenen Wasservolumens in Abhängigkeit von der Größe der Druckbeaufschlagung

Wie bereits in Tabelle 11 aufgeführt, verläuft die Funktion für das aufgefangene Wasservolumen bis zum eigentlichen Durchströmungsbeginn bei höheren Druckbeaufschlagungen auf einem leicht höheren Niveau. Der Zeitpunkt des Durchströmungsbeginns wird durch die Größe der hydraulischen Druckbeaufschlagung nicht beeinflusst. Aus der Steigung des weiteren Kurvenverlaufs wird deutlich, dass das Durchflussvolumen mit höheren hydraulischen Druckbeaufschlagungen leicht ansteigt. Auch bei Proben, die zu Versuchsbeginn nicht gestaucht werden, strömt mit zunehmendem hydraulischen Gradienten mehr Wasser durch die Probe.

Im Rahmen einer chemischen Analyse wird das aufgefangene Wasser auf zement- oder bentonitrelevante Bestandteile untersucht. Hierfür wird das aufgefangene Eluat zwecks Feststellung des Schwebstoffgehaltes und Gewinnung von Schwebstoffproben filtriert und mittels Absorptionsspektrometrie (ICP) analysiert. Da eine kontinuierliche Konzentrationsbestimmung des Eluates am IGB-TUBS nicht möglich ist, wird anhand von Stichproben ein Bezug zwischen den Größen Eluatvolumen und Konzentration hergestellt.

In nachweisbaren Konzentrationen werden Calcium, Natrium, Schwefel und Kalium gemessen. Vergleichbar zu den aufgefangenen Wasservolumina müssen auch die Ionenausspülraten in Abhängigkeit vom Durchströmungsbeginn differenziert betrachtet werden.

Bei einer Druckbeaufschlagung innerhalb von 9 Stunden nach dem Anmischen werden die stärksten Ionenkonzentrationen vor dem eigentlichen Durchströmungsbeginn gemessen. Der Anteil an Ionen ist umso größer, je stärker die Proben gestaucht werden. Auch während der Durchströmung werden unabhängig vom Zeitpunkt der Druckbeaufschlagung weitere Ionen aus ihrer Verbindung gelöst und ausgespült. Jedoch nimmt die Ionenkonzentration (ppm) im aufgefangenen Wasser mit längerer Durchströmungsdauer immer weiter ab.

Wird die Ionenausspülgeschwindigkeit als Produkt aus der Geschwindigkeit des Ausspülgutes und dem Anteil der Ionen im Ausspülgut definiert, ist die Ionenausspülgeschwindigkeit abhängig vom Zeitpunkt der hydraulischen Druckbeaufschlagung. Wie Bild 58 zeigt, steigt vergleichbar zum Verlauf des aufgefangenen Wasservolumens die Ionenausspülgeschwindigkeit bei einer erstmaligen Druckbeaufschlagung bis in ein Probenalter von 9 Stunden stark an. Werden die Proben frühestens in einem Probenalter von 10 Stunden erstmalig hydraulisch belastet, liegt die Ionenausspülgeschwindigkeit auf einem sehr viel niedrigerem Niveau. Mit steigendem Probenalter bei der hydraulischen Erstbelastung fällt die Ionenausspülgeschwindigkeit immer weiter ab.

Der starke Anstieg der Ionenausspülgeschwindigkeit zu Beginn der Durchströmung bis in ein Probenalter beim Durchströmungsbeginn von 9 Stunden ergibt sich größtenteils aus der ebenfalls stark ansteigenden Wasserausspülgeschwindigkeit. Die Ionenkonzentration hat hierbei einen sehr viel geringeren Einfluss. Die Abnahme der Ionenausspülgeschwindigkeit bei einem späteren Durchströmungsbeginn ist darin begründet, dass mit steigendem Probenalter die endliche Anzahl der in der Suspension durch den Hydratationsprozess noch nicht chemisch gebundenen Ionen stetig abnimmt.

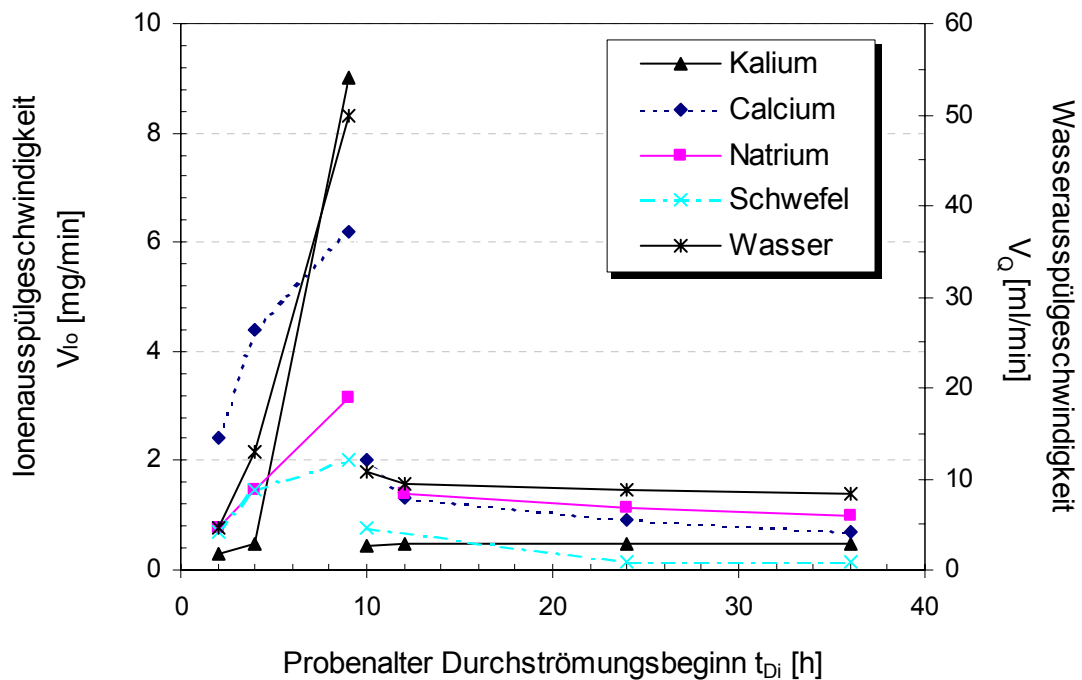


Bild 58: Ionenausspülggeschwindigkeit zu Beginn der Durchströmung in Abhängigkeit vom Probenalter beim Durchströmungsbeginn (Druckbeaufschlagung 0,1 bar)

Ein Teil der aufgefundenen Ionen sind Calciumionen, die größtenteils dem Zement zugeordnet werden können. Da die Calciumionen zur Bildung der Zementsteinmatrix benötigt werden, kann davon ausgegangen werden, dass sich infolge der Ausspülung der Porenraum der Dichtwandmasse nicht so stabil ausbilden kann. Eine geringere Endfestigkeit und eine größere Durchlässigkeit wären die Folge. Demgegenüber muss jedoch auch die Komprimierung der Suspension betrachtet werden, die mit einer Erhöhung der Dichte verbunden ist.

Die ermittelten Schwefelionen sind ebenfalls dem Zement zuzuordnen, da Schwefel in Form von Calciumsulfat dem Zement zugegeben wird (s. Kap. 3.1.3.2). Eine Verringerung des Calciumsulfatanteils wirkt sich jedoch nur auf die anfängliche Erhärtung aus. Auf die Endfestigkeit der Dichtwandmasse hat Calciumsulfat keinen Einfluss.

Der Austritt von Natrium- und Kaliumionen dürfte sich ebenfalls nicht auf die Endfestigkeit der Dichtwandmasse auswirken. Untersuchungen an reinen Bentonit- und Zementsuspensionen haben gezeigt, dass ca. 70 % der ausgespülten Natriumionen aus dem Bentonit ausgewaschen werden, so dass die Ausspülungen eine Eigenschaftsänderung des Bentonits nach sich zieht. Durch die Ausspülung von Natriumionen erfolgt eine Reaktivierung des künstlich aktivierten Calciumbentonits (LAU, 1999).

Zur Überprüfung des Einflusses der Temperatur auf das Durchlässigkeitsverhalten bei einer frühen hydraulischen Belastung werden weitere Versuche mit einer Anmachwasser-, Lagerungs- und Durchströmungstemperatur von 10 °C durchgeführt. Entsprechend zu den Untersuchungen mit Anmachwasser- und Versuchstemperaturen von 20 °C treten vergleichbare Erscheinungen auf. Eine Zusammenstellung der Versuchsergebnisse wird im Folgenden exemplarisch dargestellt. Grundsätzlich treten bei einer Temperatur von 10 °C die einzelnen Effekte zeitverzögert auf und dauern über einen längeren Zeitraum an.

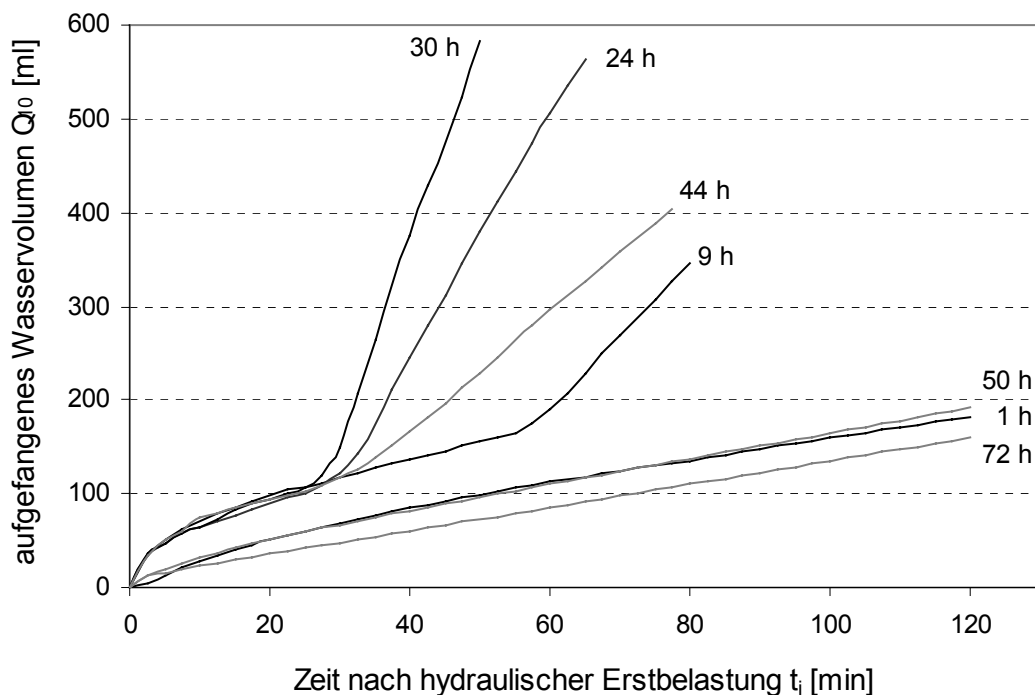


Bild 59: Einfluss des Zeitpunktes der hydraulischen Erstbelastung auf das aufgefangene Wasservolumen bei einer Versuchstemperatur von 10 °C
(Druckbeaufschlagung 0,1 bar, Ausgangsprobenhöhe 12 cm)

Die Verläufe der aufgefangenen Wasservolumina bei einer Versuchstemperatur von 10 °C zeigt Bild 59. Eine Sofortkonsolidation der Proben, die mit einer Stauchung einhergeht, wird bei einer hydraulischen Druckbeaufschlagung von 0,1 bar bis zum Probenalter von 48 Stunden ermittelt. Erst bei einer Druckbeaufschlagung nach frühestens 50 Stunden verläuft die Summenkurve des aufgefangenen Wasservolumens ungefähr linear über die Zeit. Proben, die innerhalb der ersten 3 Stunden hydraulisch belastet werden, weisen nicht den typischen Summenlinienverlauf auf. Hier besteht eine annähernde Linearität der Summenlinie zur Zeit. Ebenso konnte das Abknicken der Summenlinie in den Bereich des eigentlichen Durchströmungsbeginns in einem Untersuchungszeitraum bis 4 Stunden nicht festgestellt werden.

Liegt der Zeitpunkt der hydraulischen Erstbelastung zwischen 5 und 35 Stunden, verlaufen alle Kurven bis zum eigentlichen Durchströmungsbeginn annähernd gleich. Vergleichbar zu den Untersuchungen bei einer Temperatur von 20 °C tritt die eigentliche Durchströmung schlagartig auf. Diese beginnt jedoch erst zu einem späteren Zeitpunkt. Die größten Durchflussvolumina zu Beginn der Durchströmung werden bei einer erstmaligen hydraulischen Belastung nach ca. 30 Stunden ermittelt. Mit steigenden hydraulischen Gradienten werden analog zu den Untersuchungen bei 20 °C höhere Durchflussmengen gemessen.

Festigkeitsverhalten

In Abhängigkeit vom Durchströmungsbeginn differieren auch die Feststoffkennwerte. Die Entwicklung der Festigkeiten von undurchströmten und durchströmten Proben ist in Bild 60 dargestellt. In dem Bild werden neben der Festigkeitsentwicklung undurchströmter Referenzproben Proben, die nach einer oder neun Stunden erstmalig hydraulisch belastet werden, berücksichtigt. Um die Festigkeitsentwicklung durchströmter Proben kontinuierlich zu erfassen, werden jeweils im Abstand von 7 Tagen Proben aus den Durchlässigkeitszellen ausgebaut und deren einaxiale Druckfestigkeit ermittelt. Die Druckbeaufschlagung bis zum Zeitpunkt der Druckfestigkeitsprüfung beträgt dauerhaft 0,1 bar. Aufgrund der Kompaktierung der Probe entspricht dieses einem hydraulischen Gradienten von ca. $i \approx 10$.

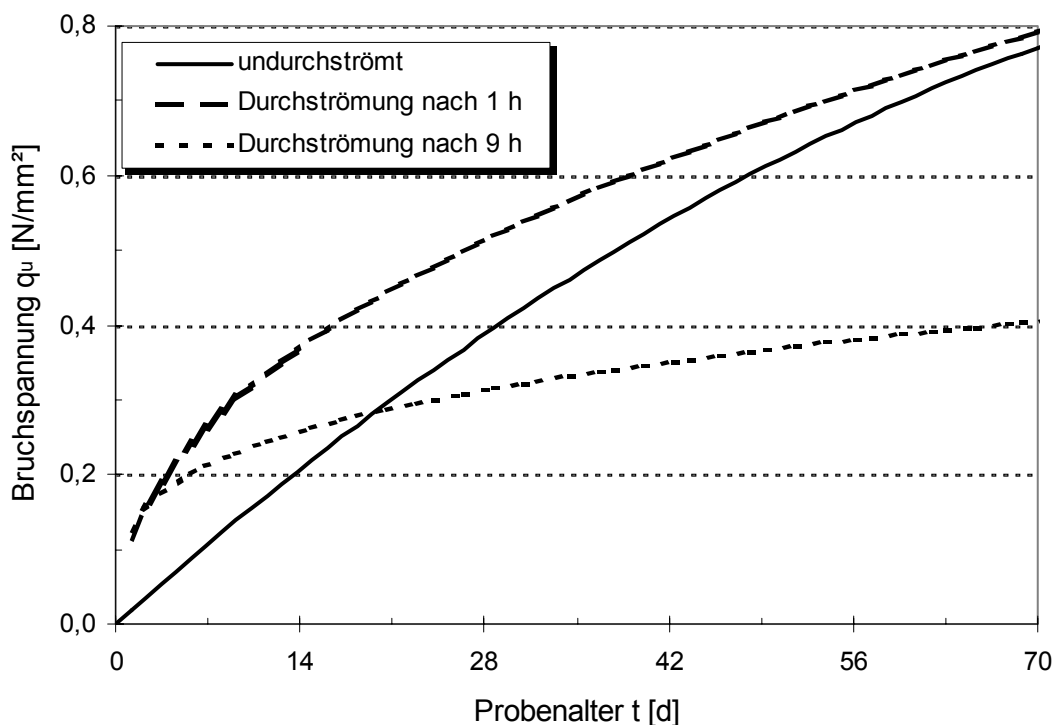


Bild 60: Entwicklung der einaxialen Druckfestigkeit in Abhängigkeit vom Durchströmungsbeginn (Ausgangshöhe 12 cm, Druckbeaufschlagung 0,1 bar)

Die Festigkeitsentwicklung von durchströmten und undurchströmten Proben bildet sich unterschiedlich aus, wobei besonders der Zeitpunkt der Druckbeaufschlagung für den Verlauf der Festigkeitsentwicklung von Bedeutung ist.

Zunächst werden nur die nach 9 Stunden durchströmten Proben betrachtet. Bis in ein Probenalter von ca. 3 Wochen weisen sie eine höhere Festigkeit als undurchströmte Proben auf. Dieses ist vor allem auf die Festigkeitsentwicklung innerhalb der ersten Woche zurückzuführen, bei der im Vergleich zu undurchströmten Proben die sich einstellende Festigkeit ca. doppelt so groß ist. Ab einem Probenalter von ca. 7 Tagen ist zwar weiterhin ein Festigkeitszuwachs zu verzeichnen, jedoch ist dieser im Vergleich zu undurchströmten Proben sehr viel geringer und scheint zu einem früheren Zeitpunkt gegen einen Endwert zu streben. Nach ca. 3 Wochen sind die einaxialen Druckfestigkeiten im Vergleich zu den Werten undurchströmter Proben kleiner. Mit steigendem Probenalter divergieren die Festigkeitsverläufe der durchströmten und undurchströmten Proben immer weiter. Dieses Verhalten zeigt sich bei annähernd allen durchströmten Proben, die in einem Probenalter von 7 bis 14 Stunden erstmalig durchströmt werden. Die ermittelten einaxialen Druckfestigkeiten sind bei älteren Proben ($t > 60 \text{ d}$) um bis zu 50 % geringer als die undurchströmter Proben.

Demgegenüber weisen Proben, die innerhalb der ersten 6 Stunden nach dem Anmischen durchströmt werden, eine höhere einaxiale Druckfestigkeit als undurchströmte Proben auf. So liegen beispielsweise alle ermittelten Festigkeiten der nach einer Stunde erstmalig durchströmten Proben im gesamten Untersuchungszeitraum oberhalb der Festigkeiten von undurchströmten Proben. Insbesondere bis in ein Probenalter von ca. 14 Tagen entwickelt sich die Festigkeit im Vergleich zu undurchströmten Proben deutlich schneller. In diesem Zeitraum ist die Festigkeit ca. doppelt so groß. Mit steigendem Probenalter nähern sich die Festigkeiten von durchströmten und undurchströmten Proben immer weiter aneinander an, wobei jedoch die Bruchspannungen durchströmter Proben im untersuchten Zeitrahmen auf einem geringfügig höherem Niveau verbleiben.

Die differierende Festigkeitsentwicklung von durchströmten und nicht durchströmten Proben sowie die Abhängigkeit vom Zeitpunkt des Durchströmungsbeginns sind durch die Komprimierung der Proben, Feststoffverlagerungen innerhalb der Proben sowie Erosions-, Suffosions- und Kolmationsvorgänge bedingt.

Die Komprimierung der durchströmten Proben - es wird hauptsächlich Wasser ausgedrückt - ist mit einer Erhöhung der Dichte und Festigkeit verbunden. Zusätzlich tritt infolge der Durchströmung eine Feststoffverlagerung innerhalb der Probe auf. Die Probekörper besitzen im Anstrombereich infolge Erosions- und Suffosionsvorgängen ein gröberes Porengefüge mit einer geringeren Dichte. Im Abstrombereich (Filterkuchen) führt die Kolmation zu einer Verdichtung der Feststoffpartikelanordnung. Da sich die Zementsteinmatrix zu Beginn der Durchströmung noch nicht vollständig ausgebildet haben, entsteht ein festeres (kompakteres) Gefüge.

Bei den innerhalb der ersten 6 Stunden durchströmten Proben überlagern sich die Effekte Stauchung und Feststoffverlagerung in der Art, dass die Dichten im Anstrombereich in der gleichen Größenordnung wie die undurchströmten Proben sind. Demgegenüber weisen Probekörper, die nach frühestens 7 Stunden durchströmt werden, im Anstrombereich eine geringere Dichte als undurchströmte Proben auf. Hier hat die

Feststoffverlagerung einen stärkeren Einfluss als die Stauchung. Da bei einaxialer Belastung der schwächste Bereich der Probe zuerst versagt und der Anstrombereich ein Gefüge mit geringerer Dichte gegenüber undurchströmten Proben aufweist, sind die erreichten Festigkeiten geringer. Bei allen durchströmten Proben liegt die Bruchstauchung deutlich über der von undurchströmten Proben. In Extremfällen tritt der Bruch der Probe erst bei einem bis zum fünffachen Verformungsweg auf.

Die in Durchströmungsrichtung ansteigende Festigkeit kann insbesondere an großen Probekörpern ($h_A \geq 60$ cm) verifiziert werden. Im Rahmen einer weiteren Versuchsserie werden Proben ($h_A = 60$ und 80 cm) in die Erosionszellen eingebaut und nach 1, 9 und 23 Stunden mit einem hydraulischen Druck von $p = 1$ und 2 bar beaufschlagt. In einem Probenalter von 7 Tagen werden die Proben aus der Erosionszelle ausgebaut. An Teilbereichen der Proben werden jeweils einaxiale Druckversuche durchgeführt, um den Festigkeitsverlauf über die Probenhöhe zu erfassen und mit undurchströmten Referenzproben zu vergleichen. In Bild 61 ist der Festigkeitsverlauf über die Probenhöhe in Abhängigkeit vom Zeitpunkt des Durchströmungsbeginns dargestellt. Die Ausgangsprobenhöhe sämtlicher Versuche beträgt $h_A = 80$ cm und die Druckbeaufschlagung $p = 1$ bar. In dem Bild werden auch die infolge der Druckbeaufschlagung bedingten Stauchungen berücksichtigt. Bei allen anderen Versuchsserien werden vergleichbare Ergebnisse erzielt.

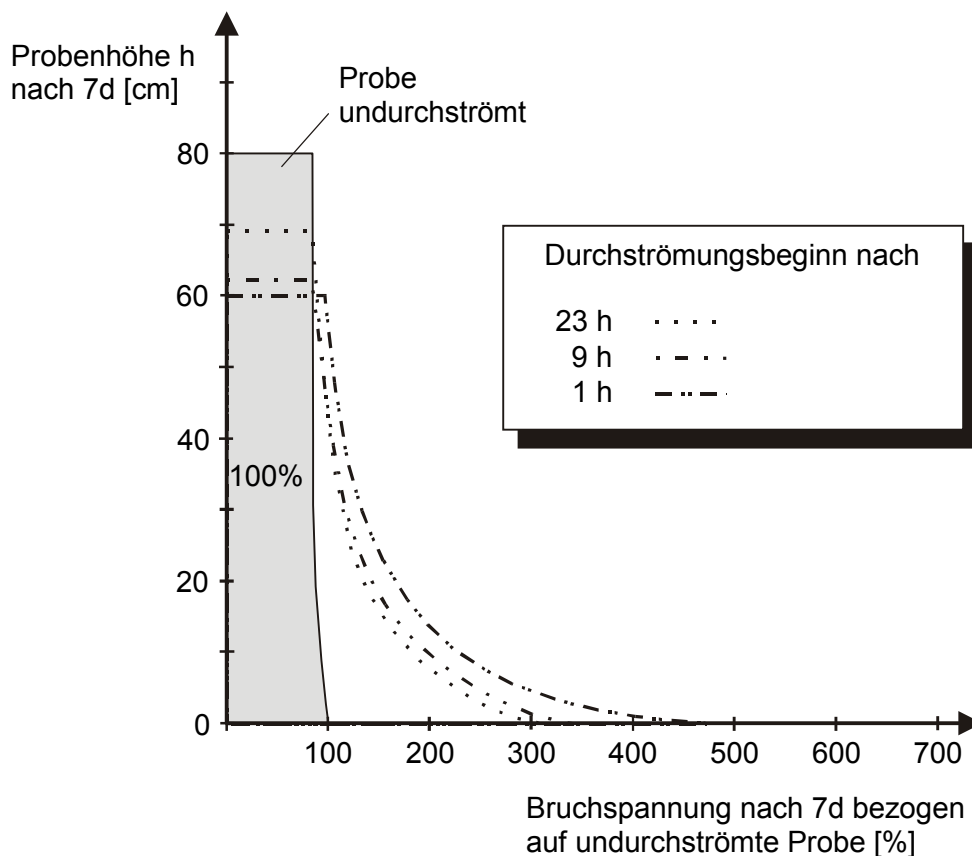


Bild 61: Festigkeitsentwicklung über die Probenhöhe in Abhängigkeit vom Zeitpunkt des Durchströmungsbeginns (bezogen auf die Bruchspannungen der undurchströmten Referenzproben, Ausgangsprobenhöhe aller Proben 80 cm, $p = 1$ bar)

Vergleichbar zu kleinen Probekörpern werden auch die großen Probekörper infolge der Druckbeaufschlagung gestaucht. Sowohl bei einer höheren als auch bei einer früheren Druckbeaufschlagung sind die Stauchungen größer.

Undurchströmte Proben weisen über die gesamte Probenhöhe eine annähernd konstante Bruchspannung auf. Tendenziell sind die Bruchspannungen am Fußbereich der Proben infolge der Sedimentation etwas höher, jedoch liegen die Werte im Rahmen der üblichen Versuchsstreuung. Demgegenüber weisen durchströmte Proben im Fußbereich deutlich höhere Festigkeiten auf. Insbesondere bei hohen und frühen Druckbeaufschlagungen sind die ermittelten Bruchspannungen um bis zu 8 Mal größer als die undurchströmter Proben. Bei einer Druckbeaufschlagung nach 23 Stunden sind die Festigkeitszuwächse im Fußbereich drei bis 4 Mal größer als die undurchströmter Proben. Am Anstrombereich sind die Bruchspannungen etwas geringer als die der undurchströmten Proben. Nur bei einer Druckbeaufschlagung nach einer Stunde - verbunden mit einer Dichteerhöhung über den gesamten Probekörper - werden auch im Anstrombereich leicht höhere Bruchspannungen ermittelt. Die gemessenen Festigkeiten der Proben aus dem Anstrombereich sind unabhängig vom Zeitpunkt der Druckbeaufschlagung auf einem annähernd gleichen Niveau. In diesem Bereich gleichen sich die festigkeitssteigernden und die festigkeitsmindernden Einflüsse ungefähr aus. Die Festigkeitsverläufe der Proben aus der Abstromseite divergieren deutlich.

Durchlässigkeitsuntersuchungen

Bis zu einem Probenalter von 7 Tagen werden die Proben unabhängig vom Durchströmungsbeginn in der Erosionszelle durchströmt. Im Anschluss werden die Durchlässigkeitsversuche in Triaxialzellen fortgeführt. Da in den zur Verfügung stehenden Triaxialzellen die Probekörperhöhe auf maximal 18 cm begrenzt ist, werden größere Proben geteilt und alle Teilbereiche eingebaut. In Bild 62 ist ein typischer Verlauf der Gesamtauslaufmenge über den gesamten Durchströmungszeitraum dargestellt.

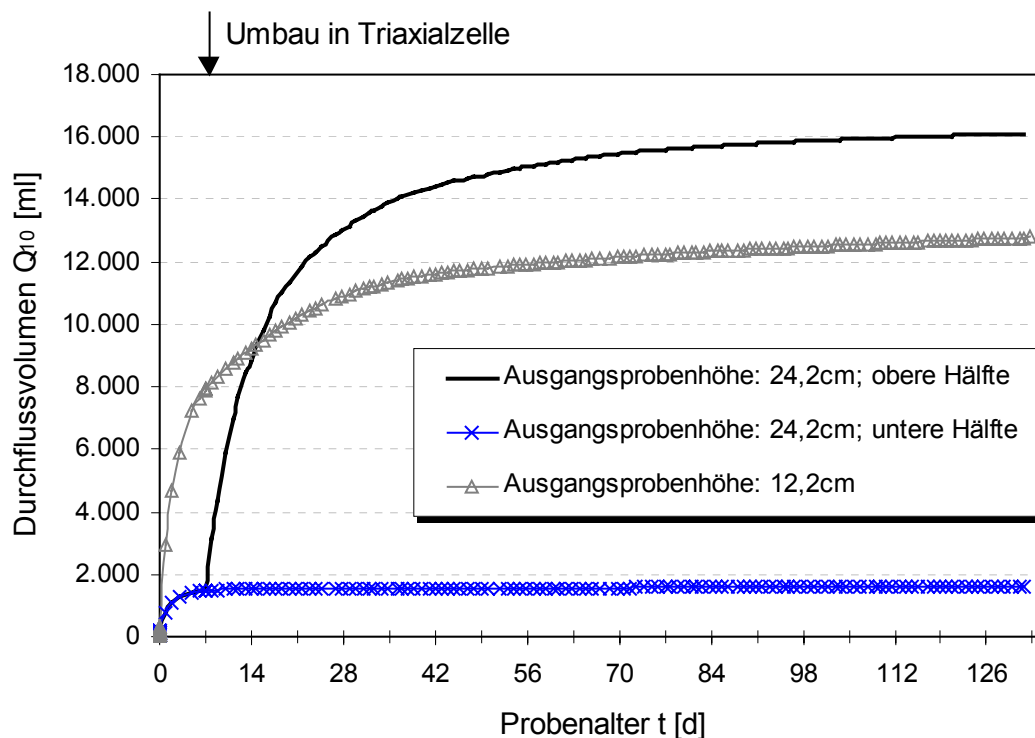


Bild 62: Einfluss der Probenhöhe auf die Durchströmung

Auch aus Bild 62 ist ableitbar, dass es zu einer Feststoffverlagerung innerhalb des Probekörpers infolge einer frühen hydraulischen Belastung kommt. Bei der großen Probe (Ausgangshöhe 24,2 cm) ist eine deutliche Abhängigkeit der Durchlässigkeit vom Probenbereich zu erkennen. Innerhalb der ersten Woche wird die Gesamtprobe in der Erosionszelle durchströmt, wobei das gesamte Ausflussvolumen ca. 1.600 ml beträgt. Nach 7 Tagen wird die Probe in zwei ca. gleich große Hälften unterteilt und beide Probenhälften in Durchlässigkeitszellen eingebaut. Im weiteren Verlauf divergieren die Durchflussvolumina der oberen und unteren Probenhälfte deutlich. Während die untere Probenhälfte (Abstromseite) nahezu undurchlässig ist, steigt die Durchflussmenge der oberen Probenhälfte stark an. Erst nach einer Versuchsdauer von ca. 70 Tagen flacht die Auslaufmengenkurve deutlich ab. Die „Undurchlässigkeit“ der Gesamtprobe ergibt sich demnach nur aus der unteren Probenhälfte. Die Gründe hierfür sind wiederum in den bereits beschriebenen Stauchungen zu Beginn der Druckbeaufschlagung, Sedimentationsvorgängen und Feststoffverlagerungen insbesondere im Bereich des Filterkuchens zu sehen. Durch REM-Aufnahmen und die einaxialen Druckversuche wird diese Vermutung bestätigt. Während die einaxialen Druckfestigkeiten der oberen Probenhälften deutlich unter denen von undurchströmten Proben liegen, sind die der unteren Probenhälfte größer.

Ein ähnliches Verhalten zeigen die Bruchstauchungen auf. Undurchströmte Proben sind verformbarer (größere Bruchstauchung) als Proben aus der Abstromseite der durchströmten Proben. Hingegen weisen die Proben der Anstromseite deutlich höhere Bruchstauchungen auf. Dies tritt unabhängig vom Durchströmungsbeginn bei allen untersuchten Proben auf.

Die kleine Probe (Ausgangshöhe 12,2 cm) wird ebenfalls nach einer Woche von der Erosionszelle in die Triaxialzelle umgesetzt. Eine Änderung bzw. Störung der Auslaufmengen infolge des Umbaus ist nicht zu erkennen. Grundsätzlich zeigt sich, dass die kleine Probe im Gegensatz zur großen Probe innerhalb der ersten Woche vom 5-fachen Wasservolumen durchflossen wird. Unter Berücksichtigung der Probenhöhe und des Druckes ergibt sich ein um den Faktor 2,5 größerer Durchlässigkeitsbeiwert. Nach ca. 8 Wochen steigt die Auslaufmengenkurve nur noch geringfügig an und scheint sich asymptotisch einem Endwert anzunähern. Beim Vergleich der Auslaufmengen nach dem Umbau in die Triaxialzellen wird deutlich, dass die Anstromseite der großen Probe durchlässiger ist als die kleine Probe. Dieses Verhalten zeigt sich unabhängig vom Durchströmungsbeginn bei allen Proben. Werden die Proben erstmalig zwischen 6 und 14 Stunden hydraulisch belastet, sind die Auslaufmengen der Proben aus der Anstromseite bis zu 3 Mal größer als die der kleinen Proben.

In einer weiteren Versuchsreihe wird der Einfluss der Höhe des zu durchströmenden Probekörpers näher untersucht. Es werden Proben mit einer Ausgangshöhe von 12, 60 und 80 cm in die Erosionszellen eingebaut. Der Zeitpunkt der Druckbeaufschlagung variiert zwischen 1 und 24 Stunden. Bei allen Proben wird der Druckbeaufschlagung individuell so eingestellt, dass zu Versuchsbeginn ein hydraulischer Gradient von $i = 9$ herrscht. Infolge der Stauchung der Proben steigt der hydraulische Gradient während des Versuches auf Werte von $i \approx 10$ an. In Bild 63 sind die innerhalb von 7 Tagen durch die Proben geflossenen Wasservolumina und die Durchlässigkeitsbeiwerte, die sich nach 7 Tagen Durchströmung einstellen, aufgeführt. Die Parameter sind jeweils in Abhängigkeit von der Probenhöhe und dem Zeitpunkt der Druckbeaufschlagung angegeben.

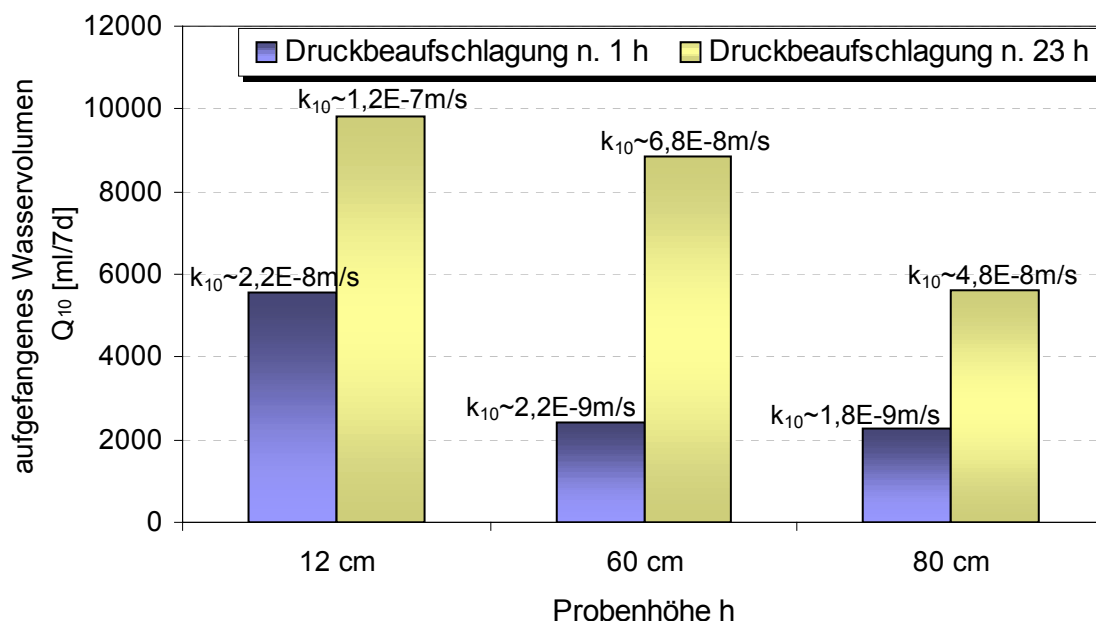


Bild 63: Durchflussvolumina und Durchlässigkeitsbeiwerte nach 7 Tagen Durchströmung in Abhängigkeit von der Probenhöhe und dem Zeitpunkt der Druckbeaufschlagung

Es zeigt sich, dass bei einer frühen Durchströmung die Probenhöhe einen deutlichen Einfluss auf den Durchlässigkeitsbeiwert ausübt. Unter Berücksichtigung des Gesetzes von DARCY (s. Kap 0) dürfte die Probenhöhe bei gleichem hydraulischen Gradienten keinen Einfluss auf den Durchlässigkeitsbeiwert besitzen. Da jedoch alle Proben infolge der Druckbeaufschlagung komprimiert werden, ändert sich auch die Porosität bzw. das Gefüge der Dichtwandmasse. Infolge von Erosion und Kolmation findet zum einen eine Feststoffverlagerung statt, zum anderen werden Mineralanteile mit dem Wasser ausgespült. Bei den großen Proben sind sowohl die Gesamtausspülraten als auch die Ionenausspülmengen geringer als bei den kleinen Probekörpern. Unter Berücksichtigung des wesentlich größeren Mineralbestandes haben die Ausspülungen keinen negativen Einfluss auf die Festigkeits- und Durchlässigkeitsentwicklung. Vielmehr wirkt sich die Stauchung der Proben (bei 2 bar ($i < 160$) bis zu 30 %), die mit einer Dichteerhöhung einhergeht, positiv auf die Strukturentwicklung aus. Insbesondere bei einer frühen Druckbeaufschlagung – verbunden mit einer hohen Stauchung – sind die ermittelten Durchlässigkeitsbeiwerte der großen Proben um ca. eine Zehnerpotenz geringer.

Alle weiteren Untersuchungen an Probekörpern, die innerhalb von 24 Stunden nach dem Anmischen durchströmt werden und Ausgangsprobenhöhen von mindestens 60 cm aufweisen, zeigen, dass die Proben bereits nach einem relativ kurzem Durchströmungszeitraum praktisch undurchlässig sind. In Abhängigkeit von Zeitpunkt und Größe der Druckbeaufschlagung sowie von der Höhe des Probekörpers wird kein Durchfluss mehr gemessen. Diese „Undurchlässigkeit“ tritt beispielsweise bei einer Druckbeaufschlagung nach einer Stunde in einem Probenalter von ca. 10 Tagen ein, wobei der hydraulische Gradient einer 60 cm hohen Probe $i = 12,5$ und der einer 80 cm hohen Probe $i = 17,5$ beträgt.

In den Bildern 64 und 65 ist der Einfluss des Durchströmungsbeginns auf die langfristige Entwicklung der Durchlässigkeit anhand des Durchflussvolumens dargestellt. Weiterhin sind die Durchlässigkeitsbeiwerte, die die Steigungen der jeweiligen Funktionen beschreiben, für ein Probenalter von 105 Tagen aufgeführt.

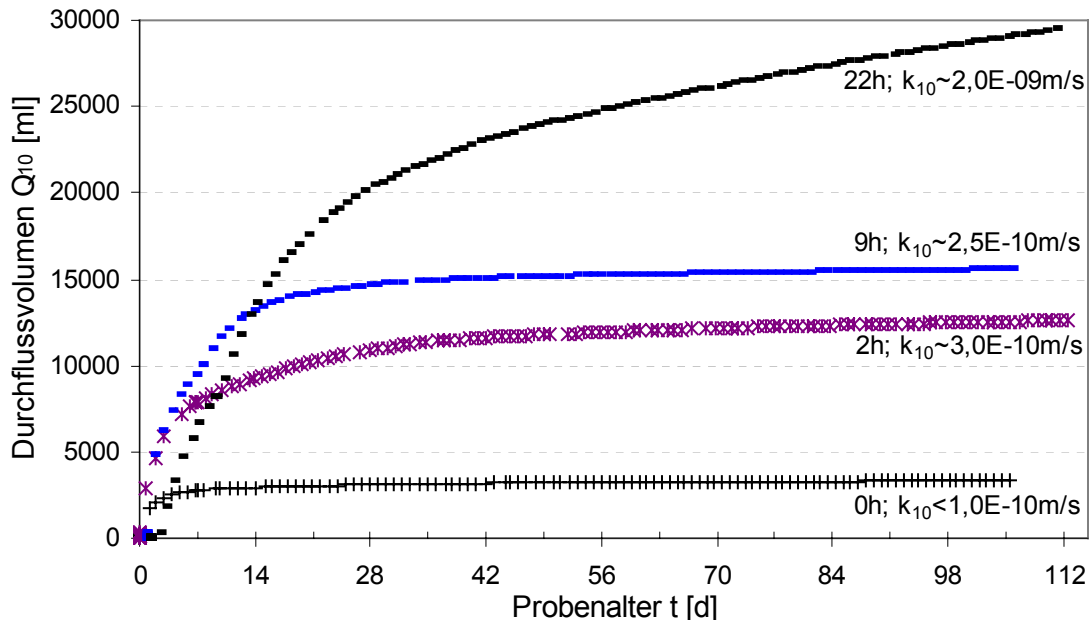


Bild 64: Durchflussvolumen und Durchlässigkeitsbeiwert im Probenalter von 105 d in Abhängigkeit vom Zeitpunkt der hydraulischen Erstbelastung
(Ausgangspobenhöhe 12 cm, Druckbeaufschlagung 0,1 bar)

Der Zeitpunkt des Durchströmungsbeginns übt einen deutlichen Einfluss auf die Gesamtauslaufmengen und die Entwicklung des Durchlässigkeitsbeiwertes aus. Ein früher Durchströmungsbeginn (innerhalb der ersten 14 Stunden) führt im hohen Probenalter zu einer sehr geringen Durchlässigkeit. Der Übergang von einer durchlässigen in eine gering durchlässige Probe ist abhängig vom Zeitpunkt des Durchströmungsbeginns. Ab einem Probenalter zwischen 14 und 42 Tagen liegen die ermittelten Durchlässigkeitsbeiwerte in einer Größenordnung von $k_{10} \leq 5 \cdot 10^{-10} \text{ m/s}$. Demgegenüber weisen Proben, die zwischen 18 und 24 Stunden nach Anmischen erstmalig hydraulisch belastet werden, um bis zu eine Zehnerpotenz höhere Durchlässigkeitsbeiwerte im hohen Probenalter auf. Aufgrund der höheren Durchlässigkeitsbeiwerte sind auch die Gesamtauslaufmengen bei einer späteren hydraulischen Belastung größer. Aber auch innerhalb der ersten 28 Tage ist das Durchflussvolumen vom Durchströmungsbeginn abhängig. Je später die Durchströmung beginnt, desto mehr Wasser fließt durch die Probe.

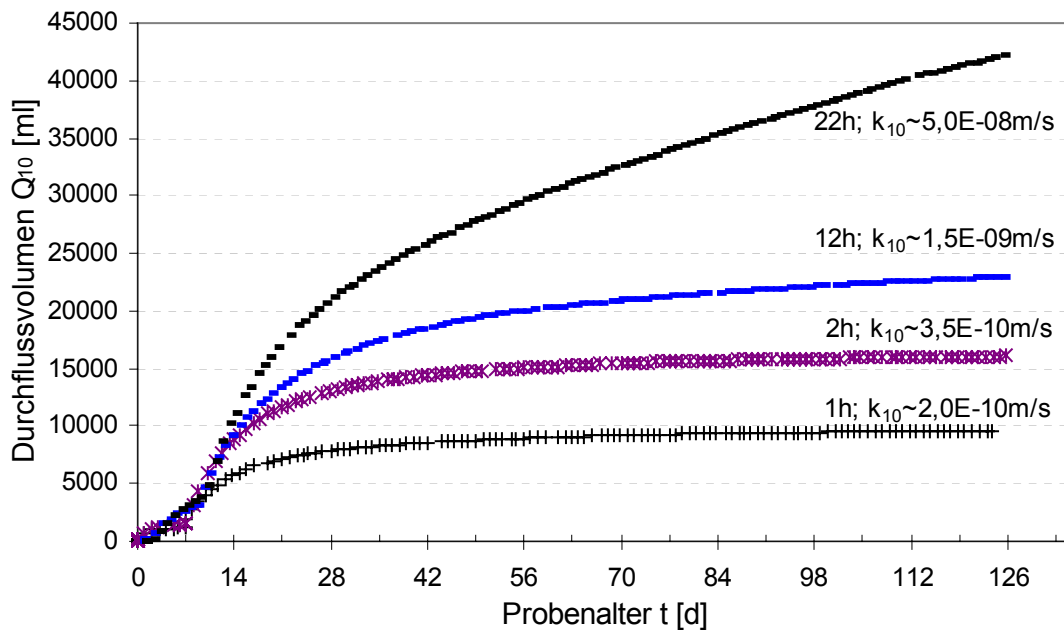


Bild 65: Durchflusssvolumen und Durchlässigkeitsbeiwert im Probenalter von 105 d in Abhängigkeit vom Zeitpunkt der hydraulischen Erstbelastung
(Ausgangspobenhöhe 24 cm, obere Probenhälfte, Druckbeaufschlagung 0,1 bar)

Das Durchflusssvolumen der oberen Probenhälfte (Anstromseite) einer ursprünglich 24 cm hohen Probe ist bei gleichem hydraulischen Gradienten größer als das einer 12 cm hohen Probe. Des Weiteren liegen die nach 105 Tagen ermittelten Durchlässigkeitsbeiwerte um bis zu eine Zehnerpotenz über den Vergleichswerten der 12 cm hohen Probe. Die Proben, die innerhalb der ersten 9 Stunden hydraulisch belastet werden, erreichen ebenfalls Durchlässigkeitsbeiwerte von $k_{10} \leq 5,0 \cdot 10^{-10} \text{ m/s}$. Jedoch können die Proben erst in einem höheren Probenalter ($t \geq 56 \text{ d}$) als sehr gering durchlässig eingestuft werden. Bei einem Durchströmungsbeginn zwischen 12 und 24 Stunden weisen die Proben auch im hohen Probenalter noch Durchlässigkeitsbeiwerte von $k_{10} \geq 1,0 \cdot 10^{-9} \text{ m/s}$ auf. So beträgt z. B. der Durchlässigkeitsbeiwert einer im Probenalter von 22 Stunden hydraulisch belasteten Probe nach einem Jahr noch $k_{10} \approx 1,0 \cdot 10^{-8} \text{ m/s}$.

Die Ursache für die „Undurchlässigkeit“ der im frühen Erhärtungsstadium hydraulisch belasteten Proben kann wiederum mit der Feststoffverlagerung und Dichteerhöhung infolge der Durchströmung begründet werden. Wie bereits in Bild 52 gezeigt, wird durch eine frühe Druckbeaufschlagung der Probekörpers gestaucht, wobei hauptsächlich nichtgebundenes Wasser ausgedrückt wird. Die Ausspülung bewirkt somit eine effektive Erhöhung der Dichte. Aus Bild 62 wird zusätzlich eine Feststoffverlagerung zum Abstrombereich nachgewiesen, d. h. dass sich an der Kontaktfläche Suspension zum Boden oder Filterstein eine Filterschicht mit einem hohen Feststoffgehalt ausbildet. Im Verlauf der weiteren Hydratation wird dieser Bereich nahezu undurchlässig, wohingegen der Anstrombereich eine hohe Durchlässigkeit aufweist.

8.2.3 Untersuchungen an erhärteten Dichtwandmassen

Vergleichbar zu den Untersuchungen an Dichtwandsuspensionen können auch die Feststoffeigenschaften bereits erhärteter Dichtwandmassen infolge einer Durchströmung differieren. Um dieses näher zu verifizieren, werden umfangreiche Untersuchungen zum Einfluss einer hydraulischen Belastung auf junge Dichtwandmassen ($3 \text{ d} \leq t_{\text{Di}} \leq 28 \text{ d}$) und die Auswirkungen auf das Feststoffverhalten durchgeführt. Soweit nicht anders angegeben, erfolgt die Bestimmung der Durchlässigkeit in Triaxialzellen, wobei die Ausgangsprobenhöhe der Proben ungefähr 10 cm beträgt. Im Gegensatz zu der in Kapitel 6.4.3 vorgestellten Versuchsanordnung wird auf ein Filterpapier und einen Filterstein auf der Abstromseite verzichtet, damit erosionsbedingte Ausspülungen nicht zu einer Kolmation an der Filterschicht führen können.

Zunächst werden die Durchlässigkeitsentwicklungen von Proben, die in einem Probenalter zwischen 3 und 14 Tagen mit hydraulischen Gradienten von $i = 30$ und 90 belastet werden, betrachtet. Der Probenumfang für diese Versuchsserie beträgt ca. 250 Proben, wobei die Proben über einen Zeitraum von bis zu einem Jahr durchströmt werden. In Bild 66 ist die Entwicklung der Durchlässigkeitsbeiwerte in Abhängigkeit vom Zeitpunkt des Durchströmungsbeginns und hydraulischen Gradienten dargestellt.

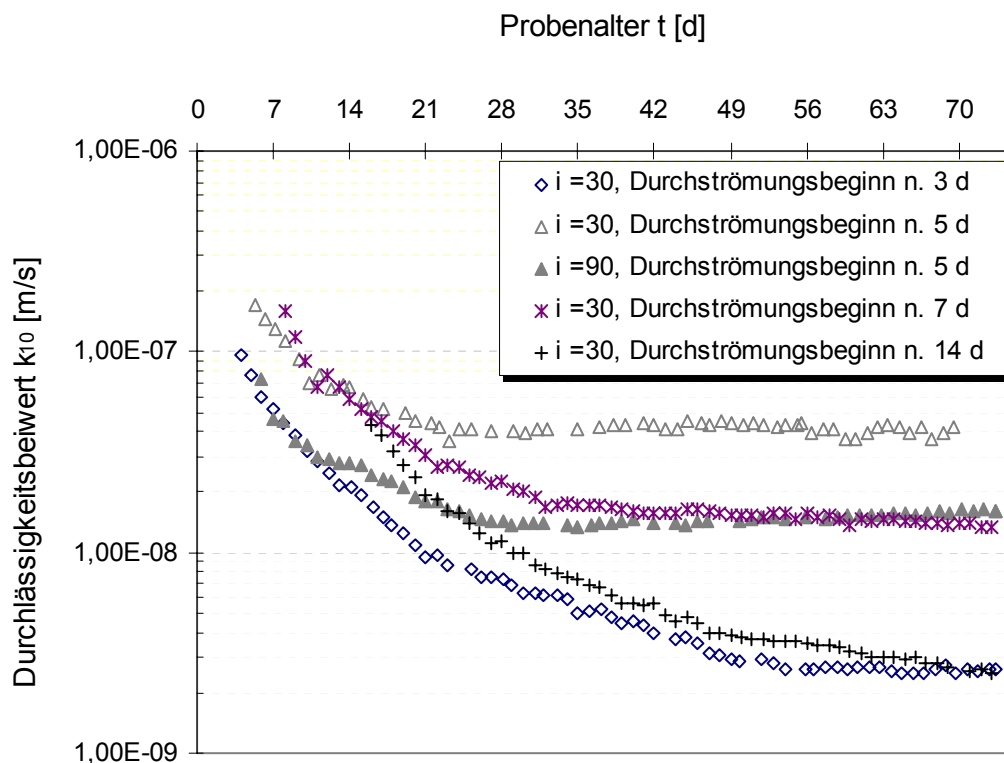


Bild 66: Entwicklung des Durchlässigkeitsbeiwertes in Abhängigkeit vom Zeitpunkt des Durchströmungsbeginns und hydraulischen Gradienten

Wie bereits in Bild 27 gezeigt wird, ergeben sich bei Proben, die nach 14 Tagen Lagerung mit einem hydraulischen Gradienten von $i = 30$ durchströmt werden, die gleichen Durchlässigkeitsbeiwerte wie bei einem späteren Durchströmungsbeginn. Ab einem Probenalter von ca. 130 Tagen werden Durchlässigkeitsbeiwerte unter $k_{10} \leq 1,0 \cdot 10^{-9}$ m/s erreicht. Beim Vergleich der Entwicklung der Durchlässigkeitsbeiwerte dieser Versuchsreihe liegen nur die nach 3 Tagen erstmalig durchströmten Proben auf einem vergleichbarem Niveau.

Bei Proben, die nach einer Lagerungszeit zwischen 5 und 7 Tagen durchströmt werden, nimmt die Durchflussrate mit steigender Durchströmungsdauer nur noch geringfügig ab. Aus diesem Grund verlaufen auch die Durchlässigkeitsbeiwerte ab einem Probenalter von ca. 30 Tagen auf einem annähernd konstanten Niveau. Die Durchlässigkeitsbeiwerte dieser Proben liegen bis zu 1,5 Zehnerpotenzen oberhalb der Durchlässigkeitsbeiwerte von Proben, die zu einem späteren Zeitpunkt durchflossen werden. Je früher die Proben durchströmt werden, desto höher ist das Durchflussvolumen und demzufolge auch der Durchlässigkeitsbeiwert. Bei höheren hydraulischen Gradienten sind die Durchflussvolumina zwar deutlich höher, jedoch sind die Durchlässigkeitsbeiwerte kleiner als bei niedrigeren Gradienten. Bei älteren Proben nähern sich die Durchlässigkeitsbeiwerte immer weiter aneinander an, da infolge der höheren Durchflussvolumina und Strömungsgeschwindigkeiten die Erosionsverluste (s. Kap. 7.5.4.3) größer sind. Ab einem Probenalter von ca. 40 Tagen steigen die Durchflussvolumina und Durchlässigkeitsbeiwerte bei großen Gradienten wieder an.

Bei den nach 3 Tagen durchströmten Proben verändert sich die äußere Gestalt des Probekörpers von einer zylindrischen in eine hyperbolische Form. Die hyperbolische Form bleibt auch bei langer Durchströmungsdauer erhalten. Auf der Anstromseite bildet sich ein heller, z. T. schmieriger Bereich aus, der nur eine geringe Festigkeit besitzt. Mit fortschreitender Durchströmungsdauer vergrößert sich zunächst dieser Bereich in Richtung Abstromseite, wobei die organoleptische Ansprache zeigt, dass der direkte Anstrombereich mit andauernder Durchströmungsdauer immer weicher wird. Mit steigenden hydraulischen Gradienten werden diese Effekte beschleunigt. So besitzt beispielsweise ein nach drei Tagen eingebauter Probekörper, der mit einem hydraulischen Gradienten von $i = 90$ belastet wird, nach 25 Tagen Durchströmungsdauer eine als breiig einzustufende Konsistenz im Anstrombereich.

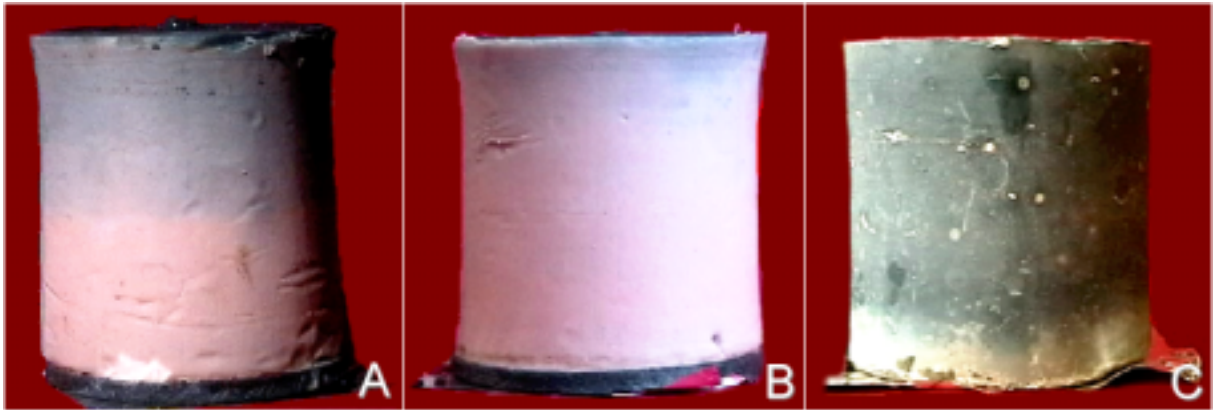


Bild 67: Probekörper nach Durchströmung

- a. $t_{Di} = 3 \text{ d}$, $i = 30$, Durchströmungsdauer 25 d
- b. $t_{Di} = 3 \text{ d}$, $i = 90$, Durchströmungsdauer 25 d
- c. $t_{Di} = 3 \text{ d}$, $i = 50$, Durchströmungsdauer 292 d

Es kann angenommen werden, dass die aufgebrachten Belastungen beim Versuchsbeginn infolge hydrostatischen Anpressdrucks und hydraulischen Gradients größer sind als die aufnehmbare Festigkeit. Infolge dieser Belastungen treten Strukturveränderung innerhalb des Probekörpers auf, die Probe wird komprimiert (sowohl Durchmesser als auch Höhe) und es sind große Erosionsverluste $V_{Er} > 20 \%$ zu verzeichnen. Durch die Komprimierung der Proben wird diese immer weiter verdichtet, so dass die gelösten Anteile von der Filterschicht ausgehend abgelagert werden und das Porenvolumen verringern. Dieser Bereich weist eine sehr geringe Durchlässigkeit auf, die dazu führt, dass auch die gesamte Probe kaum noch durchflossen wird. Die Bruchspannungen (s. u.) bleiben jedoch aufgrund der relativ weichen Anstromseite geringer als die undurchströmter Proben.

Bei einem Durchströmungsbeginn nach frühestens 5 Tagen tritt die Veränderung der äußeren Form nicht mehr auf. Demzufolge kann eine Strukturverdichtung innerhalb der Probe ausgeschlossen werden. Sämtliche Proben besitzen an der Anströmseite ebenfalls eine weißliche Färbung, die sich auf die Wandflächen ausdehnt. Die Weißfärbung, die mit einer geringeren Festigkeit verbunden ist, ist um so stärker ausgeprägt, je länger die Proben durchströmt werden, je geringer der Reifegrad der Proben beim Durchströmungsbeginn und je höher der hydraulische Gradient ist.

Um zu überprüfen, ob die geringen Durchlässigkeiten der nach 3 Tagen durchströmten Proben eine Folge der Überlagerung der seitlichen Stützspannung und der hydraulischen Druckbeaufschlagung sind, werden weitere Durchlässigkeitsversuche durchgeführt. Zunächst werden die Proben in die Erosionszellen eingebaut und in diesen nach einer Lagerungsdauer von 2 oder 3 Tagen durchströmt. Nach einer Durchströmungszeit von mindestens 4 Tagen werden die Proben in die Triaxialzellen umgebaut.

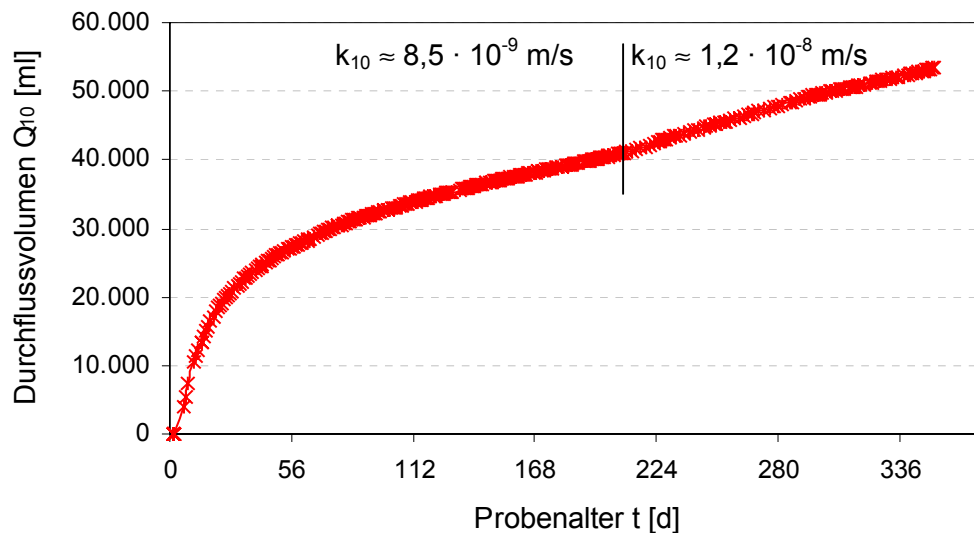


Bild 68: Durchflussvolumen und Durchlässigkeitsbeiwerte bei einer Durchströmung nach zweitägiger Lagerung

Bild 68 zeigt beispielhaft die Entwicklung des Durchflussvolumens einer nach 2 Tagen Lagerung durchströmten Probe. Weitere Proben, die ebenfalls nach einer Lagerung von 2 oder 3 Tagen über ein Jahr durchflossen werden, zeigen vergleichbare Kurvenverläufe. Ab einem Probenalter von 100 Tagen pendeln sich die Durchlässigkeitsbeiwerte in einem Bereich unter $k_{10} \leq 1,0 \cdot 10^{-8} \text{ m/s}$ ein. Die Proben sind dementsprechend ca. eine Zehnerpotenz durchlässiger als in Bild 66 angegeben. Alle Kurven weisen einen Knickpunkt auf, bei dem die auf die Durchströmungszeit bezogenen Durchflussvolumina ansteigen. Vergleichbar zu den Untersuchungen mit hohen hydraulischen Gradienten werden bei längerer Durchströmungszeit höhere Durchlässigkeitsbeiwerte ermittelt.

Hohe Durchflussraten über einen langen Zeitraum können entsprechend der früheren Untersuchungen zur Erosionsstabilität (s. Kap 0) zu einem erosionsbedingten Durchbruch führen. In der Folge kann die Dichtwandmasse ihre dichtenden Eigenschaften verlieren. Im Untersuchungszeitraum ist bei keiner Probe ein Durchbruch aufgetreten. Jedoch besitzen einige durchströmte Proben auch im hohen Probenalter ($t \geq 200 \text{ d}$) einaxiale Druckfestigkeiten von z. T. unter $q_u \leq 0,25 \text{ N/mm}^2$. Besonders im Anstrombereich weisen sie eine Schmierschicht auf, die eine weiche bis steife Konsistenz besitzt. Da zum Zeitpunkt des Probenausbaus weiterhin hohe Durchflussraten ermittelt werden, wäre ein Versagen der Proben bei einer längeren Durchströmungszeit nicht auszuschließen.

Ein weiterer Indikator für einen Durchbruch der Proben bei längerer Durchströmungsdauer sind die hohen Erosionsverluste. Diese können bei ungünstigen Versuchsrandbedingungen bis zu 20 % bezogen auf die Einbaumasse betragen. Den größten Einfluss auf den Erosionsverlust hat der Reifegrad zum Zeitpunkt der Druckbeaufschlagung. Je geringer der Reifegrad ist, desto größer ist der Erosionsverlust. Weitere wesentliche Parameter sind der hydraulische Gradient und das Ausflussvolumen. Sowohl mit steigendem hydraulischen Gradienten als auch bei größeren Durchflussmengen und demzufolge bei durchlässigeren Proben und/oder bei längerer Durchströmungszeit steigt der Erosionsverlust an.

Ein Einfluss der Probenhöhe auf die sich einstellenden Durchflussvolumina und Durchlässigkeitsbeiwerte wird bei Reifegraden beim Durchströmungsbeginn von $R_{Di} > 5,25 \cdot 10^7 \text{ Kh}$ und gleichem hydraulischen Gradienten nicht festgestellt. Bei sämtlichen Probenreihen ($h = 12, 20, 60$ und 80 cm), die nach 3 bis 5 Tagen Erhärtungsdauer durchströmt werden, liegen die jeweiligen Durchlässigkeitsbeiwerte im Untersuchungszeitraum bis in ein Probenalter von 28 Tagen auf einem vergleichbaren Niveau. Jedoch differieren die Bruchspannungen. Alle an Teilbereichen der großen Proben ($h = 60$ und 80 cm) ermittelten Bruchspannungen sind ca. 50 % größer als die Bruchspannungen der kleinen Proben ($h = 12$ und 20 cm).

Um die Festigkeitsentwicklung von durchströmten Proben in Abhängigkeit vom Durchströmungsbeginn und hydraulischen Gradienten zu erfassen, werden für jede Versuchsreihe 2 bis 5 Proben im Abstand von 7 Tagen aus den Triaxialzellen ausgebaut. An diesen Proben wird die einaxiale Druckfestigkeit ermittelt und diese ins Verhältnis zu undurchströmten Referenzproben gesetzt. Bild 69 enthält einige bezogene Festigkeitsentwicklungen dieser Versuchsserie.

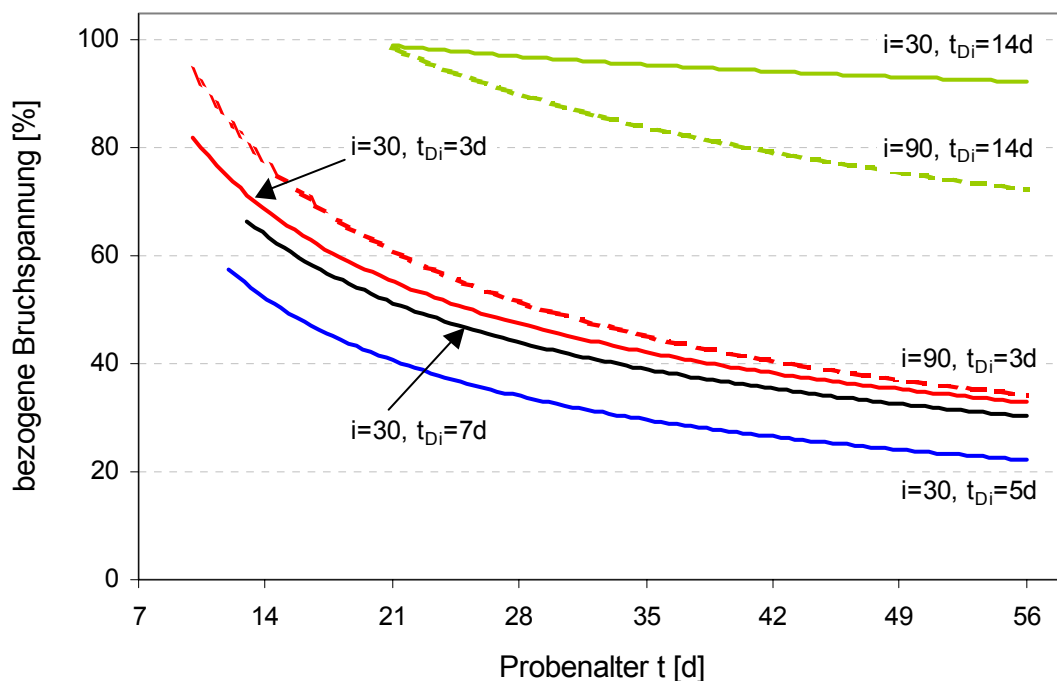


Bild 69: Festigkeitsentwicklung in Abhängigkeit vom Probenalter, hydraulischen Gradienten und Durchströmungsbeginn (bezogen auf die Bruchspannungen undurchströmter Referenzproben)

Ein Festigkeitsrückgang infolge Gefügeschädigung bzw. eine geringere Festigkeitsausbildung infolge Ausspülung und Verlagerung von festigkeitsbildenden Bestandteilen spiegelt sich in den sinkenden Druckfestigkeiten der durchströmten Proben deutlich wieder. Bei ungünstigen Randbedingungen beim Durchlässigkeitsversuch ($t_{Di} \approx 3 - 7 \text{ d}$, $i \geq 30$) erreichen die Proben z. T. nur ein Fünftel der Bruchspannungen undurchströmter Referenzproben.

Die nach 3 Tagen erstmalig durchströmten Proben weisen zu Versuchsbeginn annähernd die gleichen Bruchspannungen wie undurchströmte Proben auf. Jedoch divergieren mit der Durchströmungsdauer die Festigkeitsverläufe immer weiter, so dass in einem Probenalter von 56 Tagen die Proben nur noch ca. ein Drittel der Festigkeit undurchströmter Proben erreichen. Dieses wird auch anhand der Erosionsverluste deutlich. Die Proben haben beispielsweise bis zu 22 % ihrer Ausgangsprobenmasse in einem Durchströmungszeitraum von 25 Tagen verloren.

Die Bruchspannungen der Proben, die frühestens nach 5 Tagen durchströmmt werden, zeigen, dass im gleichen Probenalter die Bruchspannungen bei späterem Durchströmungsbeginn und bei geringeren hydraulischen Gradienten ansteigen. Sie nähern sich immer mehr dem Niveau undurchströmter Proben an. Jedoch wird die Differenz zwischen den Bruchspannungen undurchströmter und durchströmter Proben bei einer längeren Durchströmungszeit immer größer. Beispielsweise sind Proben, die nach 5 Tagen mit hydraulischen Gradienten von mindestens $i \geq 30$ durchströmmt werden, auch im Alter von 56 Tagen noch sehr weich und weisen Bruchspannungen von $q_u \leq 0,25 \text{ N/mm}^2$ auf. Unter Berücksichtigung der weiterhin hohen Durchflussraten sowie der erforderlichen Mindestdruckfestigkeit (s. Kap. 4.5.4), ist davon auszugehen, dass diese Proben nicht erosionsstabil sind.

Aus sämtlichen Versuchen wird deutlich, dass der Erosionsverlust mit der Bruchstauchung korrespondiert. Die größten Bruchstauchungen (bis maximal 10 %) treten unabhängig vom hydraulischen Gradienten und Durchströmungsbeginn (bei $t_{D1} \geq 5 \text{ d}$) bei den größten Erosionsverlusten auf.

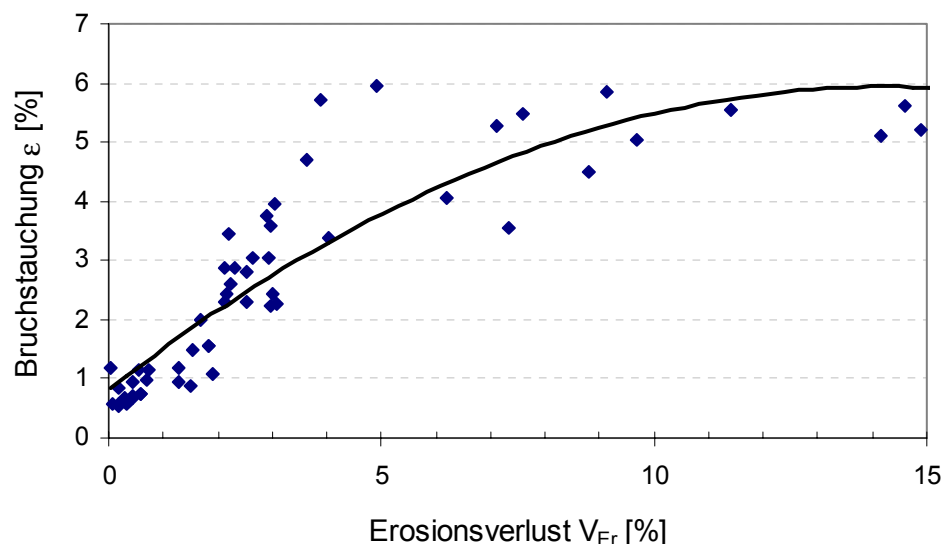


Bild 70: Korrelation zwischen Erosionsverlust und Bruchstauchung
(Versuchsbeginn $\geq 5 \text{ d}$, Durchströmungszeit 14 d)

Sämtliche Untersuchungen an Proben, die zwischen 1 und 7 Tagen erstmalig durchströmt werden, zeigen, dass die Dichtwandmasse dauerhaft von großen Wassermengen durchflossen wird. Eine Stauchung der Proben durch die Druckbeaufschlagung tritt nicht mehr auf. Demzufolge ist das Anmachwasser der Suspension gebunden. Durch die Durchströmung werden vor allem Calciumionen, die zur Bildung der Zementsteinmatrix benötigt werden, aus der ansteifenden Dichtwandmasse ausgespült. Zusätzlich bewirkt eine Durchströmung in diesem Stadium, dass die Vernetzung der CSH-Nadeln gestört wird, wodurch größere Porenkanäle entstehen.

Des Weiteren können sich bei einem Durchströmungsbeginn zwischen 3 und 7 Tagen die infolge der Hydratation höheren Temperaturen innerhalb der Dichtwandmasse (s. Bild 30) negativ auf die Festigkeitsentwicklung auswirken. Da bei höheren Temperaturen feste Stoffe besser gelöst werden (BOTSCH et al., 1984), laufen die von STROBL (1982) beschriebenen Lösungsvorgänge schneller ab. In der Folge können die Ausspül- bzw. Lösungsraten an Calciumionen größer sein. Eine Verringerung der Festigkeit und eine Erhöhung der Durchlässigkeit ist die Folge.

In weiteren Versuchsreihen an ca. 200 Proben wird der Einfluss großer und wechselnder hydraulischer Gradienten auf eine erhärtete Dichtwandmasse untersucht. Das Probenalter zu Beginn der Druckbeaufschlagung beträgt 14, 28, 42, 56 und 84 Tage. Der Durchströmungszeitraum variiert zwischen 14 und 28 Tagen. Nach dem Durchlässigkeitsversuch wird ebenfalls die Bruchspannung ermittelt.

Bei den Untersuchungen zum Einfluss großer hydraulischer Gradienten werden die Gradienten zwischen $i = 30$ und 180 gewählt. Es zeigt sich, dass bei einer Druckbeaufschlagung nach frühestens 28 Tagen die ermittelten Durchlässigkeitsbeiwerte aller Proben im gleichen Probenalter auf einem vergleichbaren Niveau liegen. Unabhängig von der Größe und dem Zeitpunkt der Druckbeaufschlagung werden die gleichen Durchlässigkeitsbeiwerte ermittelt, die in Abhängigkeit vom Probenalter bereits in Bild 27 angegeben sind. Analog zeigen die einaxialen Druckversuche, dass die ermittelten Bruchspannungen von durchströmten und nicht durchströmten Proben annähernd gleich sind. Bei sämtlichen Untersuchungen werden im Vergleich zu den undurchströmten Referenzproben Festigkeitsunterschiede von $\pm 10 \%$ ermittelt. Tendenziell weisen die Proben, die mit den größten hydraulischen Gradienten beaufschlagt werden, leicht höhere Bruchspannungen auf. Erosionsverluste treten in dem untersuchten Zeitraum kaum auf. Jedoch wird vergleichbar zu den vorherigen Untersuchungen in den Auffangbehältern infolge chemischer Erosion Calciumkarbonat abgelagert.

Bei Proben, die im Probenalter von 14 Tagen mit einem hydraulischen Gradienten von $i \geq 50$ belastet werden, pendelt sich der Durchlässigkeitsbeiwert in einer Größenordnung von $k_{10} \approx 1,0 \cdot 10^{-8} \text{ m/s}$ ein. Eine weitere Abnahme des Durchlässigkeitsbeiwertes bei längerer Durchströmungszeit wird nicht festgestellt.

Für die Untersuchungen mit wechselnden hydraulischen Gradienten betragen die Gradienten $i = 10, 30$ und 100 . Unter Vernachlässigung der Proben, die in einem Probenalter von 14 Tagen mit einem hydraulischen Gradienten von $i = 100$ belastet werden, zeigen die Proben ein zu der vorherigen Versuchsreihe vergleichbares Feststoffverhalten. Sämtliche Durchlässigkeitsbeiwerte und Bruchspannungen liegen beim gleichen Probenalter in der gleichen Größenordnung. Bei den Durchflussraten tritt infolge der Gradientenwechsel zwar ein Knick auf, jedoch kompensieren sich bei der Berechnung der Durchlässigkeitsbeiwerte die Änderungen beim Durchflussvolumen und hydraulischen Gradienten. Aus sämtlichen Untersuchungen kann abgeleitet werden, dass bei höherem Reifegrad bei der Druckbeaufschlagung der Einfluss des hydraulischen Gradienten auf den Durchlässigkeitsbeiwert immer weiter abnimmt. Ab einem Probenalter von 28 Tagen ist die Hydratation schon so weit fortgeschritten, dass die Erosionsvorgänge und die unterschiedlichen hydraulischen Gradienten nur noch einen geringen Einfluss auf die Durchlässigkeit haben.

Aus der Gesamtheit der Untersuchungsergebnisse wird deutlich, dass junge Dichtwandmassen ($t \leq 14$ d, $T_L \leq 20$ °C) durch eine hydraulische Belastung einer Strukturveränderung unterworfen sein können. Im Anstrombereich weisen die Probekörper eine vergleichsweise weiche Struktur auf, die mit einer geringeren Festigkeit im Abstrombereich verbunden ist. Die eigentliche maßgebende Durchlässigkeit wird nur von einem kleinen Probenbereich im Abstrombereich erreicht.

9 Schlussbetrachtungen

Die vorliegende Arbeit hat gezeigt, dass die Einflüsse auf die Feststoffeigenschaften einer Dichtwandmasse mannigfaltig sind. Bei der Ermittlung der Feststoffkennwerte, die zur Beurteilung der Dichtwandmasse verwendet werden, müssen zusätzlich die Versuchsrandbedingungen beachtet werden. In Abhängigkeit von den Versuchsrandbedingungen können die Versuchsergebnisse stark streuen und somit ein verfälschtes Feststoffverhalten implizieren. Um die Varianz der Versuchsergebnisse gering zu halten, werden in Kapitel 6 zur Durchführung von einaxialen Druckversuchen, Laborflügelsondierungen und Durchlässigkeitsuntersuchungen Empfehlungen gegeben, die aufgrund der hohen Reproduzierbarkeit der Versuchsergebnisse auch bei zukünftigen Prüfungen von Dichtwandmassen berücksichtigt werden sollten.

Die Erhärtungsbedingungen einer Dichtwandmasse in situ können sich deutlich von den standardmäßig im Labor gewählten Randbedingungen unterscheiden. Bei Eignungs- und Ausführungsprüfungen werden die Kennwerte der frischen Suspension, des Spannungs-Verformungs-Verhaltens und der Durchlässigkeit einer Dichtwandmasse bei einer Temperatur von 20 °C ermittelt. Demgegenüber treten bei in situ-Verhältnissen sowohl beim Anmischen und Erhärten als auch beim Durchströmen der Dichtwandmasse Temperaturen, die der Grundwassertemperatur (ca. 10 °C) entsprechen, auf. Weiterhin ist zu berücksichtigen, dass im Gegensatz zu den üblichen Eignungs- und Ausführungsprüfungen nach 28 Tagen Erhärtungszeit eine Dichtwand in situ bereits zu einem früheren Zeitpunkt hydraulisch belastet sein kann. Unter bestimmten Randbedingungen ist eine Durchströmung gleich nach der Herstellung möglich.

Aus den vorliegenden Untersuchungen, die die beschriebenen in situ-Randbedingungen berücksichtigen, können wichtige Erkenntnisse für die Dauerhaftigkeit einer Dichtwandmasse abgeleitet werden.

Vergleichbar zu den Erkenntnissen aus der Betontechnologie ist die Hydratation einer Dichtwandmasse zeit- und temperaturabhängig. Insbesondere wirken sich unterschiedliche Lagerungstemperaturen auf die Festigkeitsentwicklung einer Dichtwandmasse aus. Beim Vergleich der i. d. R. zur Qualitätsbeurteilung verwendeten Druckfestigkeit nach 28 Tagen wird bei einer Lagerungstemperatur von 10 °C nur ca. die Hälfte der Bruchspannung erreicht, die Proben bei einer Lagerungstemperatur von 20 °C besitzen. Der Erhärtungszustand kann in Abhängigkeit vom Probenalter und der Lagerungstemperatur mit einer im Rahmen dieser Arbeit entwickelten Reifefunktion beschrieben werden. Diese besitzt eine gute Korrelation zwischen den gemessenen und den errechneten Werten für die untersuchten Dichtwandmassen bis zu einem Reifegrad von $R \leq 5 \cdot 10^8 \text{ Kh}$ ($t = 28 \text{ d}$, $T_A = 20 \text{ °C}$).

Ab einem Probenalter von 120 Tagen erreichen undurchströmte Proben, die bei Lagerungstemperaturen zwischen 10 und 30 °C erhärten, annähernd die gleichen Bruchspannungen.

Die Temperatureinflüsse auf die Durchlässigkeit einer Dichtwandmasse sind ebenfalls erheblich. Beispielsweise werden 28 Tage alte Proben, deren Lagerungs- und Durchströmungstemperatur 10 °C beträgt, im Gegensatz zu einer Lagerungs- und Durchströmungstemperatur von 20 °C vom bis zum zehnfachen Wasservolumen durchströmt.

In Abhängigkeit vom Reifegrad beim Durchströmungsbeginn werden die weiteren Hydratationsvorgänge und somit auch die Strukturentwicklung sowie die Feststoffeigenschaften wesentlich beeinflusst.

In Bild 71 ist der Einfluss des Reifegrades beim Durchströmungsbeginn auf die Durchflussvolumina und die Durchlässigkeitsbeiwerte bis in ein Probenalter von 105 Tagen dargestellt. Bei den Untersuchungen waren bis auf den unterschiedlichen Erhärtungszustand bei der hydraulischen Druckbeaufschlagung alle Versuchsrandbedingungen identisch.

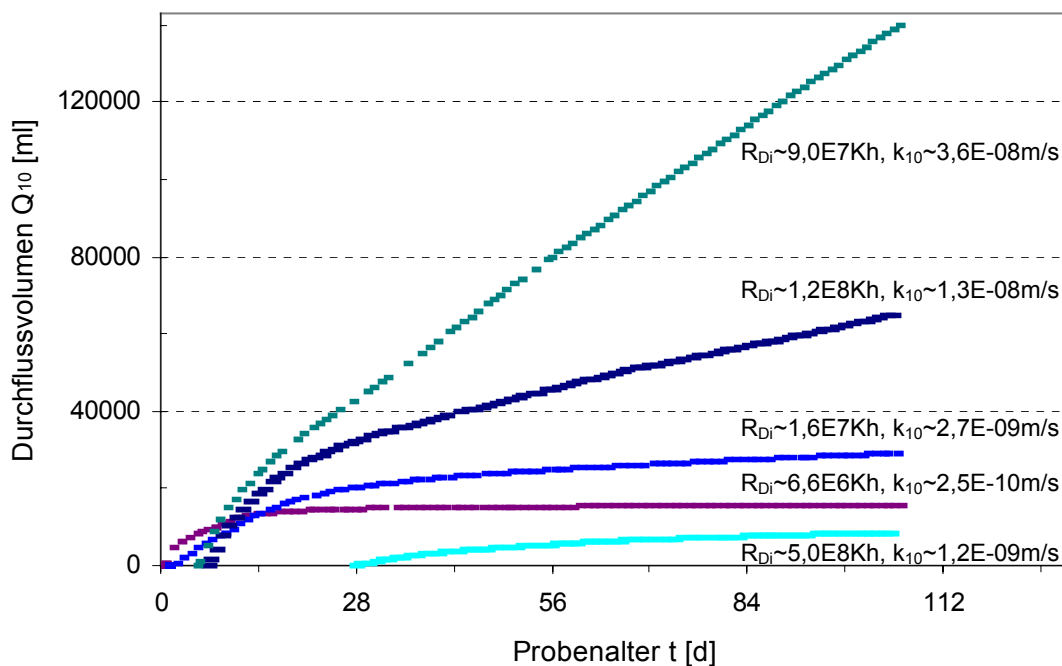


Bild 71: Durchflussvolumen und Durchlässigkeitsbeiwert im Probenalter von 105 d in Abhängigkeit vom Zeitpunkt des Durchströmungsbeginns

Zunächst ist ersichtlich, dass der Reifegrad zum Zeitpunkt der hydraulischen Erstbelastung einen deutlichen Einfluss auf die Durchflussvolumina und Durchlässigkeitsbeiwerte auch im hohen Probenalter besitzt.

Bei Reifegraden von $R_{Di} \leq 1,8 \cdot 10^7 \text{ Kh}$ bei Durchströmungsbeginn treten Strukturveränderungen innerhalb der Probekörper auf. Die Proben werden zu Beginn der Druckbeaufschlagung gestaucht, wobei größtenteils Wasser ausgepresst wird. Hierdurch wird die Probenhöhe reduziert und die Dichte erhöht. Weiterhin treten aufgrund von Erosions- und Kolmationsvorgängen Feststoffverlagerungen innerhalb der Probekörper auf. An der Abstromseite entsteht ein sehr feststoffreicher Bereich mit einer niedrigen Porosität. Dieser geringdurchlässige Bereich wirkt sich maßgeblich auf die Gesamtdurchlässigkeit der Probe aus, so dass auch der gesamte Probekörper eine geringe Durchlässigkeit aufweist. Die Reduzierung der Gesamtdurchlässigkeit des Probekörpers ist umso größer, je stärker die Probe durch die hydraulische Belastung gestaucht wird. Ist der Reifegrad beim Durchströmungsbeginn kleiner als $R_{Di} \leq 1,0 \cdot 10^7 \text{ Kh}$, erreichen die Proben sogar geringere Durchlässigkeitsbeiwerte als Proben, die nach 28 Tagen bei einer Lagerungstemperatur von 20°C erstmalig hydraulisch belastet werden. Eine Durchströmung einer Dichtwand in diesem Erhärtungsstadium würde sich dementsprechend positiv auf die Dichtigkeit auswirken, da durch das Nachfüllen der Suspension während der Schlitzwandherstellung der Volumenverlust der Dichtwand wieder ausgeglichen wird. Es muss jedoch berücksichtigt werden, dass bei einer planmäßigen Durchströmung einer Dichtwand mit geringem Reifegrad aufgrund der alternierenden Herstellung der Wand nur ein kleiner Teil der Wand Reifegrade von $R_{Di} \leq 1,8 \cdot 10^7 \text{ Kh}$ aufweist. Vielmehr sind höhere Reifegrade zu erwarten.

Liegt der Reifegrad der Dichtwandmasse zu Beginn der Durchströmung zwischen $1,8 \cdot 10^7 \text{ Kh} \leq R_{Di} \leq 2,25 \cdot 10^8 \text{ Kh}$, so werden die Proben dauerhaft von großen Wassermengen durchflossen. Eine Stauchung der Proben durch die Druckbeaufschlagung tritt nicht mehr auf. Durch die Durchströmung wird die Vernetzung der CSH-Nadeln gestört, wodurch größere Porenkanäle entstehen. Zusätzlich bewirkt die Durchströmung, dass infolge verschiedener Erosionsarten festigkeitsrelevante Bestandteile aus der Dichtwandmasse ausgespült werden oder in Lösung gehen. Eine Verringerung der Festigkeit und eine Erhöhung der Durchlässigkeit ist die Folge. Da die Proben in einem Probenalter von mehr als 100 Tagen weiterhin von relativ großen Wassermengen durchströmt werden und eher eine Zunahme als eine Abnahme der Durchlässigkeitsbeiwerte zu konstatieren ist, kann ein Versagen der Proben bei einer längeren Durchströmungszeit nicht ausgeschlossen werden.

Weisen die Proben beim Durchströmungsbeginn einen Reifegrad von mindestens $R_{Di} > 2,25 \cdot 10^8 \text{ Kh}$ auf, ist die Strukturentwicklung der Dichtwandmasse bereits zu einem Großteil abgeschlossen. Die Zementsteinmatrix hat sich bereits so ausgebildet, dass nur noch kleine Porenräume zur weiteren Verdichtung geschlossen werden müssen. Die Überbrückung dieser kleinen Porenräume mit kurzen CSH-Nadeln wird durch die hydraulische Belastung kaum behindert. Aus diesem Grund liegen die Durchlässigkeitsbeiwerte nach einer längeren Durchströmungszeit bei allen Proben unabhängig vom Reifegrad beim Durchströmungsbeginn auf einem vergleichbaren Niveau von $k_{10} \approx 1,0 \cdot 10^{-9} \text{ m/s}$.

Die Untersuchungen haben gezeigt, dass die größten Erosionsverluste auftreten, wenn die einaxialen Druckfestigkeiten bei Durchströmungsbeginn kleiner als $q_u \leq 0,15 \text{ N/mm}^2$ sind. Proben mit einer geringeren Festigkeit beim Durchströmungsbeginn werden als nicht erosionsstabil beurteilt.

Für die Bewertung der Erosionsstabilität von Dauerbauwerken sollte zusätzlich ein Sicherheitszuschlag von mindestens 20 % berücksichtigt werden, so dass sich die Mindestdruckfestigkeit beim Durchströmungsbeginn zu $q_u \geq 0,18 \text{ N/mm}^2$ ergibt. In Abhängigkeit von der Erhärtungstemperatur kann hiermit ein erosionsgefährdeter Bereich definiert werden. Beginnt die Durchströmung in diesem Bereich, ist die Erosionsstabilität der Dichtwandmasse gefährdet. Zusätzlich sind die Dicke der Dichtwand, die Höhe der Druckbeaufschlagung und die Porosität des anstehenden Bodens zu berücksichtigen, da diese Parameter die Erosionsstabilität beeinflussen.

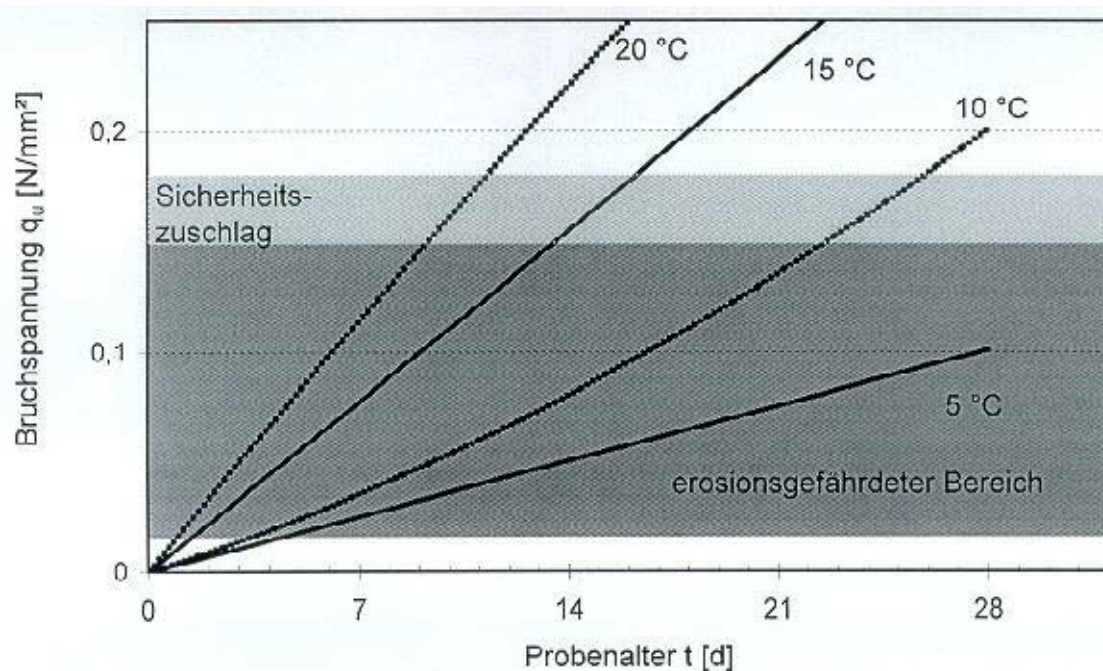


Bild 72: Probenalter, in dem die Dichtwandmasse in Abhängigkeit von der Lagerungstemperatur nicht hydraulisch belastet werden sollte ($h = 10 \text{ cm}$, $i = 30$)

Wie Bild 72 zeigt, verlängert sich die Zeitspanne, in der die untersuchte Dichtwandmasse nicht hydraulisch belastet werden sollte, bei niedrigeren Temperaturen. Bei Lagerungstemperaturen von 20 °C kann bereits eine ca. 11 Tage alte Probe hydraulisch belastet werden. Im Gegensatz dazu sollte der Durchströmungsbeginn bei in situ-Bedingungen (10 °C) nicht vor einem Probenalter von 26 Tagen beginnen. Unter Berücksichtigung eines Sicherheitszuschlages sollte das Lenzen einer Baugrube oder die Überprüfung der Systemdurchlässigkeit erst 4 Wochen nach Herstellung der letzten Lamelle begonnen werden.

Die Veränderungen der Dichtwandmassen infolge hydraulischer Belastungen kann nicht in Formeln gefasst werden, da die Einflussparameter z. B. Reifegrad, Durchströmungsdauer und -medium, hydraulischer Gradient, Filtermaterial mannigfaltig sind und eine Interdependenz aller Variablen besteht. Des Weiteren haben die Untersuchungen gezeigt, dass die Einflüsse von einzelnen Parametern zu unterschiedlichen Reifegraden konträr verlaufen können.

Bei der Bewertung der Erosionsstabilität einer Dichtwandmasse ist die alleinige Angabe der Bruchspannung nach 28 Tagen von undurchströmten Proben als Beurteilungskriterium nicht ausreichend. Die Untersuchungen haben gezeigt, dass bei einer Dichtwandmasse, die nach Erkenntnissen früherer Untersuchungen als erosionsstabil einzuordnen ist, bei einem Durchströmungsbeginn mit „ungünstigen“ Reifegraden bereits geringe hydraulische Gradienten zu einer dauerhaft hohen Durchlässigkeit führen können. Hierbei kann auch die Festigkeitsentwicklung in der Art gestört werden, dass die einaxiale Druckfestigkeit die 28-Tage-Werte von undurchströmten Proben ($T_L = 20\text{ °C}$) nicht erreicht. Aus diesen Gründen ist die Kenntnis der Festigkeit beim Durchströmungsbeginn von Bedeutung. Bei der Angabe des Durchlässigkeitsbeiwertes und des Wertes zur Einhaltung der Erosionsstabilität muss entweder das Probenalter bzw. der Reifegrad oder sogar die Festigkeit beim Durchströmungsbeginn mit angegeben werden.

Bei Eignungs- und Qualitätssicherungsuntersuchungen muss der Reifegrad zum Zeitpunkt der hydraulischen Erstbelastung in die Untersuchungen mit einbezogen werden. Zusätzlich kann mit der Kenntnis der 28-Tage-Festigkeit von Proben, bei denen der Reifegrad beim Durchströmungsbeginn sowie eine Durchströmungstemperatur von 10 °C berücksichtigt werden, beurteilt werden, inwieweit die Proben als erosionsstabil einzuordnen sind. Hierfür können die in der Literatur aufgeführten Beurteilungskriterien verwendet werden.

Zukünftiger Untersuchungsbedarf

Im Rahmen der vorliegenden Arbeit wurden umfangreiche Untersuchungen zum Einfluss der Erhärtungsbedingungen auf die Feststoffeigenschaften einer feststoffarmen Dichtwandmasse auf der Basis eines aktiviertem Natriumbentonits durchgeführt. Hierbei zeigte sich, dass bei einer Dichtwandmasse, die nach früheren Erkenntnissen als erosionsstabil einzuordnen ist, bei ungünstigen Randbedingungen Erosionseffekte auftreten, welche die Feststoffeigenschaften nachhaltig verändern. Insbesondere bei kleinen Proben und demzufolge schmalen Wänden ist ein erosionsbedingtes Versagen möglich.

In weiterführenden Untersuchungen sollte die Übertragbarkeit der Versuchsergebnisse auf andere Mischungsverhältnisse unter Berücksichtigung möglicher Veränderungen der Mischungen infolge des Herstellungsprozesses (u. a. Bodeneintrag) erforscht werden. Hierbei sollten vor allem Mischungsverhältnisse, die im Schmalwandbau verwendet werden, untersucht werden. Des Weiteren sollten zur Untersuchung des Einflusses unterschiedlicher Bodenverhältnisse verschiedenartige Filtermaterialien verwendet werden.

Auf der Grundlage der weiterführenden Untersuchungen können kritische Grenzwerte für beliebige Dichtwandmassen ermittelt werden, anhand derer die Erosionsstabilität einer Dichtwandmasse in situ abgeschätzt werden kann. Unter Beachtung dieser Grenzwerte kann die erosionsbedingte Langzeitbeständigkeit und Dauerhaftigkeit der Dichtwandmasse gewährleistet werden.

10 Zusammenfassung

Dichtwände werden zur Verringerung von Grundwasserströmungen eingesetzt. Eine mögliche Ausführungsvariante stellen Einphasenschlitzwände aus einer selbst-erhärtenden Suspension dar, deren Hauptbestandteile Wasser, Bentonit und Bindemittel sind. Bei der Herstellung von Einphasenschlitzwänden stützt die flüssige Suspension zunächst den offenen Schlitz, verbleibt in ihm und härtet zur Dichtwandmasse aus.

Bei Eignungsprüfungen und baubegleitenden Qualitätssicherungsmaßnahmen wird die Durchlässigkeit und Festigkeit der Dichtwandmasse im Labor ermittelt. Jedoch werden einige Randbedingungen, die auf die Dichtwand in situ wirken, bei den Laboruntersuchungen bislang nicht berücksichtigt. Das Anmischen, Erhärten und Durchströmen der Dichtwandmasse im Labor erfolgt bei 20 °C. Demgegenüber entsprechen die Umgebungstemperaturen einer Dichtwand der Grundwassertemperatur. Für diese wird i. d. R. eine Temperatur von 10 °C angesetzt. Weiterhin wird bei Laboruntersuchungen nur die Durchlässigkeit von Dichtwandmassen mit einem Mindestprobenalter von 14 Tagen beim Durchströmungsbeginn ermittelt. Eine Dichtwand kann jedoch infolge natürlicher oder anthropogener Einflüsse bereits zu einem früheren Zeitpunkt hydraulisch belastet werden.

Im Rahmen der vorliegenden Arbeit wurden umfangreiche Laborversuche zum Einfluss der Temperatur, dem Zeitpunkt der hydraulischen Erstbelastung sowie des hydraulischen Gradienten auf die Durchlässigkeits- und Festigkeitsentwicklung und somit auch auf die Dauerhaftigkeit einer Dichtwandmasse durchgeführt. Hierfür wurde u. a. eine Versuchsanlage entwickelt, mit der noch fließfähige Dichtwandmassen durchströmt werden können.

Ein Ergebnis der Arbeit ist, dass vergleichbar zur Betontechnologie der Erhärtungszustand der Dichtwandmasse zeit- und temperaturabhängig ist und mit der entwickelten Reifefunktion beschrieben werden kann. Beim Vergleich der üblicherweise verwendeten 28-Tage-Festigkeitswerte besitzt die Dichtwandmasse bei Lagerungstemperaturen von 10 °C nur etwa die Hälfte der Festigkeit von bei 20 °C gelagerten Proben. Ab einem Probenalter von ca. 120 Tagen erreichen sämtliche Proben, die bei Temperaturen zwischen 10 und 30 °C gelagert wurden, annähernd die gleichen Festigkeiten.

Die Durchlässigkeitsuntersuchungen haben gezeigt, dass der Reifegrad zu Beginn der Durchströmung, der hydraulische Gradient und die Größe des Probekörpers einen entscheidenden Einfluss auf die Strukturentwicklung der Dichtwandmasse ausüben. Besonders Proben mit einem geringen Reifegrad beim Durchströmungsbeginn ($R \leq 2,25 \cdot 10^8 \text{ Kh}$) unterliegen Strukturveränderungen infolge hydraulischer Belastungen. Ab einem Reifegrad von $R \approx 5,0 \cdot 10^8 \text{ Kh}$ wird die Festigkeits- und Durchlässigkeitsentwicklung nur in geringem Maße beeinflusst.

Durch die Durchströmung werden festigkeitsrelevante Bestandteile ausgespült. Bei niedrigen Reifegraden zu Durchströmungsbeginn treten zusätzlich Struktur- und Festigkeitsveränderungen auf, die sich auch auf die Festigkeits- und Durchlässigkeitsentwicklung auswirken. Vor allem durch Erosionseffekte kann der Probekörper beschädigt werden und seine dichtende Funktion verlieren. Die größten Erosionsverluste wurden bei einer hydraulischen Erstbelastung an Probekörpern mit einer einaxialen Druckfestigkeit unter $q_u \leq 0,15 \text{ N/mm}^2$ festgestellt. Des Weiteren treten bei kleinen Probekörpern, hohen Druckbeaufschlagungen und niedrigen Lagerungstemperaturen größere Erosionsverluste auf.

Sämtliche Untersuchungen haben gezeigt, dass der Reifegrad der Dichtwandmasse beim Durchströmungsbeginn der maßgebende Faktor für die weitere Festigkeits- und Durchlässigkeitsentwicklung ist. Bei der Beurteilung der Erosionsstabilität bzw. bei der Angabe der Festigkeit und Durchlässigkeit muss der Reifegrad berücksichtigt werden.

11 Literaturverzeichnis

- | | | |
|--|------|--|
| Altner, W.
Reichel, W. | 1981 | „Betonschnellerhärtung: Grundlagen und Verfahren“, 3., vollst. neu gefaßte Auflage, Beton-Verlag GmbH, Düsseldorf. |
| API | 1988 | „Recommended Practice Standard Procedure for Field Testing Drilling Fluids, RP 13B“, 11. Auflage, American Petroleum Institut, Washington DC. |
| ASTM D 4648 - 94 | 1994 | „Standard test method for laboratory miniature vane shear test for saturated fine-grained clais soil“, American Society for testing materials, Philadelphia. |
| Bender, H. | 1984 | „Erosion feinkörniger Böden: Ein Problem der Scherfestigkeit in Abhängigkeit der Spannungsgeschichte und des Spannungspfad es bei Wassergehaltsänderungen“, Dissertation an der Eidgenössischen Technischen Hochschule Zürich, Diss. ETH Nr. 7637. |
| v. Bloh, G. | 1995 | „Verfahren zur Ermittlung des Scherverhaltens von Bagger- und Klärschlamm mit der Flügelsonde“, Mitteilungen des Instituts für Grundbau, Bodenmechanik und Energiewasserbau der Universität Hannover, Heft 43, Eigenverlag, Hannover. |
| Botsch, W.
Höfling, E.
Mauch, J. | 1984 | „Chemie in Versuch, Theorie und Übung“, Verlag Diesterweg und Sauerländer, Frankfurt. |
| Breugel van, K. | 1991 | „Simulation of hydration and formation of structure in hardening cement-based materials“, Dissertation TU Delft. |
| Brill, V.
Kerndorff, H.
Schleyer, R.
Friesel, P.
Milde, G. | 1986 | „Erkennung, Charakterisierung und Beurteilung von Grundwasserkontaminationen durch Altablagerungen“, Zeitschrift Deutsche Geologische Gesellschaft, 137, S. 211-240, Hannover. |
| Bryan, R. B. | 1976 | „Considerations on soil erodibility-indices and sheetwash“, in: Catena 3, S. 99-111. |
| Busch, K.-F.
Luckner, L. | 1974 | „Geohydraulik für Studium und Praxis“, Ferdinand Enke Verlag Stuttgart. |
| Cadling, L.
Odenstad, S. | 1950 | „The vane borer. An apparatus for determinig the shear strength of clay soils directly in the ground“, Royal Swedish Geotechnical Institute, Proceedings No. 2, Eigenverlag, Stockholm. |
| Carl, L.
Strobl, T. | 1976 | „Dichtungswände aus einer Zement-Bentonit-Suspension“, Wasserwirtschaft 66, Heft 9, S. 246-252. |

- | | | |
|-----------------|------|--|
| Chandler, R. J. | 1988 | „The in-situ measurement of the undrained shear strength of clay soils using the field vane“, in: Richards, A. F. (1988): vane shear strength testing in soils: Field and laboratory studies; ASTM STP 1014. pp. 13-44., Philadelphia. |
| DGGT | 1997 | „GDA – Empfehlungen Geotechnik der Deponien und Altlasten“, 3. Auflage, Hrsg.: DGGT, Verlag Ernst & Sohn, Berlin. |
| DIN | 1993 | „Erkundung und Untersuchung des Baugrunds“, DIN-Taschenbuch 113, DIN Deutsches Institut für Normung e. V., Beuth Verlag, Berlin, Köln. |
| DIN 1164 | 2000 | „Zement mit besonderen Eigenschaften –Zusammensetzung, Anforderungen, Übereinstimmungsnachweis“, Deutsches Institut für Normung e. V., Berlin. |
| DIN 4030, T. 1 | 1998 | „Beurteilung betonangreifender Wässer, Böden und Gase, Grundlagen und Grenzwerte“, Deutsches Institut für Normung e. V., Berlin. |
| DIN 4126 | 1986 | „Ortbeton-Schlitzwände, Konstruktion und Ausführung“, Deutsches Institut für Normung e. V., Berlin. |
| DIN 4127 | 1986 | „Schlitzwandtone für stützende Flüssigkeiten – Anforderungen, Prüfverfahren, Lieferung, Güteüberwachung“, Deutsches Institut für Normung e. V., Berlin. |
| DIN 18 130-1 | 1998 | „Bestimmung des Wasserdurchlässigkeitsbeiwertes – Teil 1: Laborversuche“, Deutsches Institut für Normung e. V., Berlin. |
| DIN 18 136 | 1996 | „Einaxialer Druckversuch“, Deutsches Institut für Normung e. V., Berlin. |
| DIN V 4126-100 | 1996 | „Schlitzwände – Teil 100: Berechnung nach dem Konzept mit Teilsicherheitsbeiwerten“, Deutsches Institut für Normung e. V., Berlin. |
| Dohr, F. | 1989 | „Die Grundwassertemperatur im oberflächennahen Grundwasser des Stadtgebietes München“, Dissertation, Universität München, Fakultät für Geowissenschaften, München. |
| Dornstädter, J. | 1996 | „Sensitive monitoring of embankment dams“, in: Repair and upgrading of dams, Symposium in Stockholm, June 5-7, 1996, S. 259-268, Stockholm. |

- | | | |
|---------------------------------|------|--|
| Düllmann, H.
Heitfeld, K.-H. | 1982 | „Erosionsbeständigkeit von Dichtwänden unterschiedlicher Zusammensetzung“, in: Vorträge zur Baugrundtagung 1982 in Braunschweig, Hrsg.: Deutsche Gesellschaft für Erd- und Grundbau, Essen. |
| Dunn, R. J.
Mitchell, J. K. | 1984 | „Fluid conductivity testing of fine-grained soils“, Journal of Geotechnical Engineering; Band 110; Heft 11, Seite 1648 – 1665. |
| DVWK | 1990 | „Dichtungselemente im Wasserbau“, Merkblatt 215, Hrsg.: Deutscher Verband für Wasserwirtschaft und Kulturbau e. V, Verlag Paul Parey, Hamburg/Berlin. |
| EAU | 1997 | „Empfehlungen des Arbeitsausschusses „Ufereinfassungen“ Häfen und Wasserstraßen – EAU 1996“, Verlag Ernst & Sohn, 9. Auflage, Berlin. |
| Falkner, H. | 1999 | „Baugruben in Berlin – Erfahrungen und Erkenntnisse“, in: VDI Berichte Nr. 1436, Jahrbuch 1999, S. 1 - 19, Düsseldorf. |
| Faust, J. | 1995 | „Vergleichsuntersuchungen mit Flügelsonden unterschiedlichen Kalibers und mit verschiedenen Schergeschwindigkeiten“, S. 475, Straße und Autobahn 46. |
| Foik, G. | 1994 | „Überprüfung der Dichtungswirkung von Schmalwänden“, in: Geotechnik 17 (1994), S. 10-14, Essen. |
| Friedrich, W. | 1995 | „Sicherung von Altlasten mit Schlitz- und Schmalwänden“, Handbuch Altlasten und Grundwasserschadensfälle, Band 23, Hrsg. Landesanstalt für Umweltschutz Baden-Württemberg, Karlsruhe. |
| Friedrich, W.
Ruppert, F.-R. | 2000 | „Qualitätssichernde meßtechnische Maßnahmen im Dichtwandbau“, Mitteilung des IGB-TUBS Heft Nr. 63, S. 339-360. |
| Geil, M. | 1989 | „Untersuchungen der physikalischen und chemischen Eigenschaften von Bentonit-Zement-Suspensionen im frischen und erhärteten Zustand“, Mtlg. Institut für Grundbau und Bodenmechanik, TU Braunschweig, Heft 28, Braunschweig. |
| Golop, P. | 2001 | „Rasterelektronenmikroskopie und Elektronenstrahlmikroanalyse“, http://www.cis.tugraz.at/felsmi/sem.html , Graz. |
| Grim, R. | 1968 | „Clay Mineralogy“, 2.Auflage, McGraw-Hill Book Company, New York. |

- | | | |
|----------------------------------|------|--|
| Gutsch, A.-W. | 1998 | „Stoffeigenschaften jungen Betons – Versuche und Modelle“, Dissertation am Fachbereich für Bauingenieur- und Vermessungswesen der Technischen Universität Carolo-Wilhelmina zu Braunschweig, Braunschweig. |
| Heitfeld, M. | 1989 | „Geotechnische Untersuchungen zum mechanischen und hydraulischen Verhalten von Dichtwandmassen bei hohen Beanspruchungen“, Mitteilung des Lehrstuhls für Ingenieurgeologie und Hydrogeologie der RWTH Aachen, Heft 33. |
| Hermanns, R. | 1993 | „Sicherung von Altlasten mit vertikalen mineralischen Barriersystemen im Zweiphasen-Schlitzwandverfahren“, Veröffentlichungen des Institutes für Geotechnik (IGT) der ETH Zürich, Band 204, April 1993, Zürich. |
| Heyer, D. | 1991 | „Versuchstechnische Entwicklungen und Randbedingungen bei der Prüfung der Durchlässigkeit mineralischer Dichtungsstoffe“, 7. Nürnberger Deponieseminar; Geotechnische Probleme beim Bau von Abfalldeponien; Heft 59, S. 149 - 164, Nürnberg. |
| Hock-Berhaus, K.
Cossmann, R. | 2000 | „Zum Standsicherheitsnachweis der Nachbarlamelle bei der fortlaufenden Herstellung von Schlitz- oder Dichtwänden“, in: Bauingenieur, Band 75, Mai 2000, S. 254 – 258. |
| Horst, M. | 1997 | „Wasserdurchlässigkeitsbestimmungen zur Qualitätssicherung mineralischer Abdichtungen“, Mtlg. Institut für Grundbau und Bodenmechanik, TU Braunschweig, Heft 54, Braunschweig. |
| Jessberger, H. L.
et al. | 1989 | „Handbuch für die Einkapselung von Altablagerungen“, Materialien zur Altlastenbearbeitung, Band 4, Hrsg. Landesanstalt für Umweltschutz Baden-Württemberg. |
| Karsten, R. | 1992 | „Bauchemie – Handbuch für Studium und Praxis“, 9. Auflage, C. F. Müller-Verlag, 1992. |
| Kayser, J. | 1995 | „Spannungs-Verformungs-Verhalten von Einphasen-Dichtwandmassen“, Mtlg. Institut für Grundbau und Bodenmechanik, TU Braunschweig, Heft 49, Braunschweig. |
| Keil, F. | 1971 | „Zement – Herstellung und Eigenschaften“, Springer Verlag Berlin. |
| Kern, E. | 1984 | „Dauerhafter Beton“, Betonwerk + Fertigteil-Technik, Heft 5, S. 328-332. |
| Kézdi, Á. | 1969 | „Handbuch der Bodenmechanik, Band 1, Bodenphysik“, VEB Verlag für Bauwesen, Berlin. |

- | | | |
|--|------|---|
| Klieger, P. | 1958 | „Effect of Mixing and Curing Temperature on Concrete Strength“, in: Journal of the American Concrete Institute, June 1958, S. 1063 – 1081, USA. |
| Knoblauch, H.
Schneider, U. | 1995 | „Bauchemie“, 4., neubearbeitete und erweiterte Auflage, Werner-Verlag GmbH, Düsseldorf. |
| Komodromos, A. | 1989 | „Beobachtungen zur Erodierbarkeit eines mit Bentonit vergüteten Dichtungsmaterials“, in: Müll und Abfall, Heft 2, S. 71 – 73. |
| Krenkler, K. | 1980 | „Chemie des Bauwesens“, Band 1: Anorganische Chemie. Springer Verlag Berlin. |
| Kühl, H. | 1956 | „Zement-Chemie“, Bände I, II und III, VEB Verlag Technik, Berlin. |
| Kühner, U. | 1995 | „Baupraktische Anwendungen von Fertigmischungen in Beispielen“, Seminar: Dichtungselemente im Wasserbau, 6. und 7.11.1995 im Forum der Technik in München. |
| Lau, L. | 1999 | „Untersuchungen zur Erosionsstabilität zementgebundener Dichtwandmassen“, Diplomarbeit am IGB-TUBS, Braunschweig, unveröffentlicht. |
| Laube, M. | 1990 | „Werkstoffmodell zur Berechnung von Temperaturspannungen in massigen Betonbauteilen im jungen Betonalter“, Dissertation TU Braunschweig. |
| Lämmke, A. | 1993 | „Vorlesungsskriptum im Fach Bauchemie“, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig. |
| Locher, F.W. | 1984 | „Chemie des Zementes und der Hydratationsprodukte“, Zementaschenbuch 48. |
| Locher, F.W.
Richartz, W.
Sprung, S. | 1976 | „Erstarren von Zement, Teil 1: Reaktion und Gefügeentwicklung“, Zement-Kalk-Gips, 29. Jahrgang, Nr. 10, Bauverlag GmbH, Wiesbaden. |
| Loxham, M.
Orr, T.
Jefferies, S.A. | 1997 | „Soil contamination and remediation. The basic strategies available to the geotechnical engineer.“, in: Report of the ISSMGE Technical Committee TC 5 on Environmental Geotechnics, Schriftenreihe des Instituts für Grundbau Ruhr-Universität Bochum, Heft 31. |
| Luk, S. H. | 1979 | „Effect of soil properties on erosion by wash and splash“, in: ESP 4, S. 241 – 251. |

- | | | |
|----------------------------------|------|--|
| Madsen, F.
Nüesch, R. | 1994 | „Eigenschaften und abdichtende Wirkung von Bentoniten“, in: Geokunststoff-Ton-Dichtungen GTD; Hrsg.: H. Zanzinger, Veröffentlichungen des LGA Grundbauinstitutes, Heft 71, Eigenverlag, Nürnberg. |
| Malorny, W. | 1996 | „Mikrostrukturuntersuchungen zum Sulfatangriff bei Beton“, Dissertation am Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der TU Braunschweig. |
| Mattheß, G. | 1994 | „Die Beschaffenheit des Grundwassers“, Lehrbuch der Hydrogeologie Band 2, 3. Überarbeitete Auflage, Verlag Gebrüder Borntraeger, Berlin. |
| Menzies, B.
Merrifield, C. M. | 1980 | „Measurements of shear stress distribution on the edges of a shear vane blade“, in: Géotechnique Volume XXX, Seite 314-317, Dorset Press, Dorchester. |
| Meseck, H. | 1987 | „Mechanische Eigenschaften mineralischer Dichtwandmassen“, Mtlg. Institut für Grundbau und Bodenmechanik, TU Braunschweig, Heft 25, Braunschweig. |
| Meseck, H.
Kruse, T. | 1985 | „Entwurf, Prüfung und Eigenschaften von Dichtwandmassen für die Einkapselung von Altlasten“, in: Mtlg. Institut für Grundbau und Bodenmechanik, TU Braunschweig, Heft 20, Braunschweig. |
| Meyer, A. | 1963 | „Über den Einfluß des Wasserzementwertes auf die Frühfestigkeit von Beton“, in: Betonsteinzeitung 29, H. 8, S. 391-394. |
| Müllner, B. | 1990 | „Erosionsbeständigkeit mineralischer Abdichtungen bei hydraulischer Belastung“, in: Geotechnische Probleme beim Bau von Abfalldeponien -1990- 6. Nürnberger Deponieseminar, Heft 56, Eigenverlag LGA, S. 247-278, Nürnberg |
| ÖNORM B4452 | 1998 | „Dichtwände im Untergrund“, Österreichisches Normungsinstitut (ON), Wien. |
| Ott, W.
(Hrsg.) | 1999 | „Altlastenannual 99“, Hessisches Landesamt für Umwelt HlfU, Wiesbaden. |
| Oumeraci, H. | 1998 | „Vorlesungsumdruck, Hydromechanik, Grundfachstudium“, Eigenverlag, TUBS. |
| Paulini, P. | 1988 | „Kinetik der Zementhydratation von Tonen gegenüber anorganischen und organischen Säuren“, Dissertation an der Fakultät für Bauingenieurwesen und Architektur der Universität Innsbruck. |

- | | | |
|---|------|--|
| Rendchen, K. | 2000 | „Hochofenzement – Charakteristische Merkmale und Eigenschaften im Beton“, in: Beton, Heft 6, S. 312 - 317. |
| Ruhnau, R. | 1985 | „Bemessungskriterien für die Anwendung von Natriumbentoniten als Bauwerksabdichtung“, Dissertation vom Fachbereich Bauingenieur- und Vermessungswesen der Technischen Universität Berlin. |
| Richartz, W. | 1979 | „Zementtaschenbuch“, 47. Auflage, Verein deutscher Zementfabrikanten, Bauverlag. |
| Rodatz, W.
Kayser, J.
Schulz, Th. | 1997 | „Spannungs-Verformungs-Verhalten zementgebundener Dichtwandmassen“, Abschlußbericht zum Forschungsvorhaben, Förderer: DFG, Ro 749/10-1, Institut für Grundbau und Bodenmechanik, TU Braunschweig, unveröffentlicht. |
| Rostásy, F. S. | 1983 | „Baustoffe“, Verlag W. Kohlhammer, Stuttgart. |
| Roy, M.
Leblanc, A. | 1988 | „Factors affecting the measurement and interpretation of the vane strength in soft sensitive clays“, in: Richards, A. F.: vane shear strength testing in soils: Field and laboratory studies; ASTM STP 1014. pp. 117 - 128., Philadelphia. |
| Rubiandini, R. S. | 1991 | „Untersuchung zur Verbesserung der Abdichtwirkung von Ringraumzementationen mit Hilfe von Quellzementen“, Fakultät für Bergbau, Hüttenwesen und Maschinenwesen der TU Clausthal, Dissertation. |
| Schällicke, H. | 2001 | „Einfluß des Durchströmungsbeginns auf die Durchlässigkeit und Strukturentwicklung von Dichtwandmassen“, Studienarbeit am IGB·TUBS, Braunschweig, unveröffentlicht. |
| Scheffer, F.
Schachtschabel, P. | 1984 | „Lehrbuch der Bodenkunde“, Ferdinand Enke Verlag, Stuttgart. |
| Schleyer, R.
Kerndorff, H. | 1992 | „Die Grundwasserqualität westdeutscher Grundwasserressourcen“, VCH Verlagsgesellschaft, Weinheim. |
| Schneider, K.-J.
(Hrsg.) | 1990 | „Bautabellen mit Berechnungshinweisen und Beispielen“, 9. Auflage, Werner-Verlag GmbH, Düsseldorf. |
| Scholz, Chr.
Schulz, Th. et al. | 2000 | „Selbstheilungsvermögen von Einphasen-Dichtwandmassen“, Mitteilung des IGB·TUBS Heft Nr. 63, S. 277-296. |
| Schröder, S.
Schulz, Th. | 1999 | „Zur Ermittlung des Spannungs-Verformungs-Verhaltens durch Laborflügelsondierungen“, 2. Österreichische Geotechniktagung 22. und 23. Februar 1999 – Tagungsbeitrag, Wien. |

- | | | |
|---------------------------------------|------|---|
| Schulz, Th.
Schröder, S. | 2000 | „Untersuchungen zur Systemdurchlässigkeit von Dichtwänden u. a. beim Anschnitt älterer Lamellen“, Mitteilung des IGB·TUBS Heft Nr. 63, S. 305-320. |
| Schulz, Th. | 1998 | „Einfluß der Temperatur auf Dichtwandmassen“, Mitteilung des IGB·TUBS Heft Nr. 56, S. 59-75. |
| Schumacher, H.-D. | 1994 | „Wechselwirkungen zwischen Sickerwasserinhaltsstoffen und ausgesuchten Tonen bzw. Tonsteinen; eine Studie über die Durchlässigkeit beeinflussenden Faktoren unter Labor- und in situ-Bedingungen“, Fachbereich 9 – Bauingenieurwesen und Angewandte Geowissenschaften – der TU Berlin, Dissertation, S. 17-242, Berlin. |
| Schweitzer, F. | 1991 | „Eignung von Fertigmischungen für Dichtungsschlitzwände“, in: Wasserwirtschaft 81, Heft 5, S. 222 – 231. |
| Seitz, J. M.
Haß, S. | 1993 | „Gefräste Dichtwände im Einphasenverfahren“, Bautechnik 70. Jahrgang Heft 8, S. 451-461. |
| Setzer, M. J. | 1975 | „Zum Mikrogefüge des Zementsteins und dessen Einfluß auf das mechanische Verhalten des Betons“, Zement und Beton, Heft 85/86, S. 29-35. |
| Sherard, J.L.
et al. | 1976 | „Pinhole-Test for Identifying Dispersive Soils“, Journal Geotechnical Engineering Division. |
| Simons, H.
Schnell, W.
Geil, M. | 1985 | „Dauerhaftigkeit mineralischer Abdichtungen aus Zement- Ton-Mischungen gegen Wasser als Ionenräger“, IGB·TUBS, Forschungsbericht, unveröffentlicht. |
| Silvestri, V.
Aubertin, M. | 1988 | „Anisotropy and in-situ vane test“, in: Richards, A. F. (1988): vane shear strength testing in soils: Field and laboratory studies; ASTM STP 1014. Pp. 88 - 103., Philadelphia. |
| Simons, H.
Schnell, W.
Geil, M. | 1985 | „Dauerhaftigkeit mineralischer Abdichtungen aus Zement-Ton-Mischungen gegen Wasser als Ionenräger“, Forschungsbericht Si 243 /13-2; IGB·TUBS, unveröffentlicht. |
| Smolczyk, U. | 1990 | „Grundbau Taschenbuch“, 4. Auflage, Teil 1, Verlag Ernst & Sohn, Berlin. |
| Stangenberg, F. | 1992 | „Qualitätssicherung und Dauerhaftigkeit von Stahlbetonbauwerken“, Vorträge / Rheinisch-Westfälische Akademie der Wissenschaften: Natur-, Ingenieur- und Wirtschaftswissenschaften; N 390, Westdeutscher Verlag, Kleve. |
| Stark, J. | 2000 | „Die Dauerhaftigkeit von Beton zwischen Anspruch und Wirklichkeit“, in: Tiefbau 4/2000, S. 208-214. |

- | | | |
|---------------------------------------|-------------|---|
| Stark, J.
Wicht, B. | 1995 | „Dauerhaftigkeit von Beton“, Schriften der Hochschule für Architektur und Bauwesen Weimar; F.A. Finger – Institut für Baustoffkunde. |
| Stötzer, E. | 1993 | „Entwicklung der Geräte zur Herstellung von Bohrpfählen und Schlitzwänden“, in: 40 Jahre Spezialtiefbau: 1953-1993; technische und rechtliche Entwicklung (Hrsg.: Englert, K.); Festschrift für Karlheinz Bauer zum 65. Geburtstag, Werner-Verlag GmbH, Düsseldorf. |
| Strobl, T. | 1982 | „Ein Beitrag zur Erosionssicherheit von Einphasen-Dichtungswänden“, Wasserwirtschaft 72, H. 7/8, S. 269-272. |
| Veder, C. | 1981 | „Einige Ursachen von Mißerfolgen bei der Herstellung von Schlitzwänden und Vorschläge zu ihrer Vermeidung“, in: Bauingenieur 56, S. 299 – 305. |
| Walz, K.
Bonzel, J. | 1961 | „Festigkeitsentwicklung verschiedener Zemente bei niedrigerer Temperatur“, Forschungsberichte des Landes Nordrhein-Westfalen, Nr. 1005, Westdeutscher Verlag, Köln und Opladen. |
| Weigler, H.
Karl, S. | 1989 | „Beton, Arten – Herstellung – Eigenschaften“, Ernst & Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften, Berlin. |
| Weiss, F. | 1993 | „Die Entwicklung der Schlitzwandbauweise“, in: 40 Jahre Spezialtiefbau: 1953-1993; technische und rechtliche Entwicklung (Hrsg.: Englert, K.); Festschrift für Karlheinz Bauer zum 65. Geburtstag, Werner-Verlag GmbH, Düsseldorf. |
| Wilhelm, F. | 1976 | „Hydrologie/Glaziologie“, in: Das Geographische Seminar. Westermann-Verlag. |
| Wischers, G. | 1963 | „Einfluß der Zusammensetzung des Betons auf seine Frühfestigkeit“, in: beton 13, H. 9, S. 247 – 432. |
| Verein Deutscher
Zementwerke e. V. | 1984/
85 | „Zement-Taschenbuch“, Hrsg.: Verein Deutscher Zementwerke e. V., Bauverlag GmbH, Düsseldorf, Wiesbaden. |

11 Synopsis

Influence of in-situ boundary conditions on solid properties of slurry trench materials

11.1 Introduction

Control of ground water flow plays an important role in many fields of civil engineering. The use of cut-off walls as vertical barriers for the reduction of ground water flow can be considered as an example. Together with a nearly impermeable base horizon they can be used as temporary cut-offs, among other things, for the securing of excavations. As permanent structures, they are applied, e.g., for the enclosure of contaminated sites in order to reduce the outflow of infiltration water containing harmful substances into the surrounding areas.

Cut-off walls may be constructed as single-phased types. In the single-phased method a liquid mixture of bentonite, cement, and water is fed into the trench while this is dug out, thus supporting the trench during excavation. The mixture remains in the trench and finally solidifies to form the proper slurry trench material.

In the quality management of cut-off wall construction, among other things, the solid properties unconfined compressive strength and coefficient of permeability after 28 days of setting are determined in the lab, thus assessing the quality of the cut-off wall. This method does not take into account that the setting conditions in the lab may differ considerably from the in-situ boundary conditions. In the lab, the slurry trench material is stored at about 20 °C, and water-flow tests will be carried out at the same temperature. In contrast, in-situ storage and water flow temperatures may be as low as 10 °C. Further, the time of initial hydraulic loading may be different. Because of natural ground water flow or unilateral ground water lowering, a cut-off wall may already be loaded hydraulically and mechanically shortly after construction. In the lab, however, slurry trench materials will be hydraulically loaded only after 28 days at the earliest.

The present dissertation is based on an extensive study of the influence temperature and time of initial hydraulic loading have on the development of strength and permeability in slurry trench materials. In order to enable these materials to be hydraulically loaded already at the beginning of hydration, a new test cell was developed.

11.2 Development of permeability coefficient and unconfined compressive strength

Earlier research on slurry trench materials has shown that the development of stress-strain behaviour and permeability is influenced by numerous parameters.

Even if test specimens are always made in the same manner and tests are carried out in exactly the same way, a slight scattering of results will be unavoidable. In order to keep the scatter of results small when testing the influence of temperature and early hydraulic loading the relevant literature was checked thoroughly and tests establishing the basic principles were carried out before the actual testing started. Recommendations for running unconfined compressive strength tests, laboratory miniature vane shear tests, and permeability tests derived from this preliminary work can be found in Chapter 6. They have been considered in the main testing.

Further, the structural development of a slurry trench material is influenced by various types of loading (e.g. hydraulic, mechanical, dynamic). These must not, neither individually nor in combination, have a damaging effect on the diaphragm wall.

In the quality management of cut-off wall construction, among other things, geometrical boundary conditions for the wall as well as rheology coefficients of the wet suspension, and solid properties are specified. Strength and permeability of the slurry trench material are determined in the laboratory, normally choosing 28-day coefficients at a storage temperature of 20 °C. Thus, e.g., the erosion resistance of a slurry trench material is derived from the unconfined compressive strength it has after 28 days. In the research literature, values for the necessary minimum unconfined compressive strength vary from $q_u \geq 0,2 \text{ N/mm}^2$ (EAU, 1997) to $q_u \geq 0,5 \text{ N/mm}^2$. Normally, $q_u \geq 0,3 \text{ N/mm}^2$, which is also given in the Austrian standard ÖNORM B 4452, is used as a limit. This does, however, neither take into consideration that the storage temperatures differ from the in-situ temperatures (see above) nor make allowance for the fact that the slurry trench material may be subjected to a load influencing the formation of its structure before the parameters are determined.

Thus, due to the complexity of parameters possibly influencing their formation, erosion resistance of slurry trench materials or diaphragm walls cannot be assessed by simply measuring their unconfined compressive strength after 28 days. Rather, their hardening state (strength) at the actual beginning of hydraulic loading has to be considered.

11.3 Slurry trench material used

All tests were carried out using slurry trench material (reduced proportion) of constant mix ingredients and mixing ratio. A mixing ratio of 40 kg/m³ bentonite, 200 kg/m³ cement, and 915 kg/m³ water was chosen deliberately because this mixture just meets the above-mentioned erosion-resistance requirements. Neither sand nor liquefiers or other chemical additives were added to the specimens.

The bentonite used was the activated calcium bentonite “Tixoton TP” supplied by SÜDCHEMIE AG. Its properties resemble those of a sodium bentonite, and, because of its short expansion time, it is easy to process. Blast furnace cement supplied by TEUTONIA ZEMENTWERK AG was used as a binder.

The bentonite-cement suspension is mixed in two agitation processes using laboratory agitators. After preparing the suspension and determining its rheological parameters it is either filled into form assemblies or into the new test cell (Figure 51) and finally vented. After that the specimens are stored under water at the desired temperature until testing starts.

11.4 Laboratory tests

11.4.1 Testing the influence of temperature

Different water temperatures during mixing have relatively little influence on solid properties. Unconfined compressive strength increases slightly with higher gauging water temperatures (Figure 33). In contrast, no clear relationship between gauging water temperature and coefficient of permeability could be derived.

Changes in storage temperature significantly influence the development of solid properties. Early strength rises with increasing specimen age as well as higher storage temperatures. Thus a specimen stored at 10 °C after 28 days of hardening reaches only about half the unconfined compressive strength shown by specimens stored at 20 °C (Figure 36). Similar to concrete technology, a relatively young slurry trench material also is subject to a time and temperature dependent development. In order to be able to compare the strength development of two slurry trench materials hardening at different temperatures the following maturity function was developed. It considers the age of the specimen, t , and the storage temperature, T , and is valid up to a degree of maturity of $R = 5 \cdot 10^8$ Kh. This degree of maturity corresponds to a storage time of 28 days at a temperature of 20 °C.

$$R = (T + 27.5)^{3.5} \cdot t \text{ [Kh]}$$

With higher degrees of maturity the function can no longer be applied because at higher specimen age strength increases faster for lower storage temperatures than for higher ones. At and beyond a specimen age of about 120 days specimens, which were stored at 10 and 20 °C, respectively, will reach about the same unconfined compressive strengths (Figure 38).

The development of permeability is essentially influenced by previous storage temperature. Regardless of duration of storage prior to hydraulic loading none of the specimens which had been stored at a temperature of 10 °C reached the coefficient of permeability shown by specimens with storage temperatures of 20 °C. Depending on the beginning of hydraulic loading the difference can be as much as 1.5 powers of ten. The difference is particularly large if specimens are loaded at an early time. Further, specimens of the same age which had been stored at 10 °C did not reach the same coefficients of permeability when hydraulic loading started at different

times. The earlier initial hydraulic loading starts the greater permeability will be even at high specimen age (Figure 41).

Specimens will be even more permeable if hydraulic loading also takes place with temperatures of 10 °C. In particular with specimens which had been stored at 10 °C and are loaded after at least 56 days permeability values for different water flow temperatures show increasing divergence (Figure 45).

All permeability tests of this series have shown that the state of hydration and thus the degree of maturity at the beginning of hydraulic loading influences the structural development of the specimens. If specimens with a low degree of maturity and of correspondingly low strength are subjected to water flow finest particles, among others as calcium ions, will be washed out. Wash-out will be greatest with specimens having a degree of maturity less than $R_{Di} = 2.0 \cdot 10^8 \text{ Kh}$ (Figure 47). From this follows that permeability coefficients at the same specimen age are also larger than with specimens having a higher degree of maturity at the time of initial hydraulic loading.

Moreover, the water volume flowing through the specimen within 28 days increases with lower storage temperatures prior to the start of hydraulic loading and with lower water temperatures during the test. From this follows that permeability coefficients which have been determined in the laboratory using a specimen stored and hydraulically loaded at 20 °C will not agree with those occurring in-situ. Thus, a permeability coefficient required for a given project may be reached in the laboratory but will be considerably higher in-situ. For instance, with a storage temperature of 10 °C the flow rate for 28 days of testing is 4 to 6 times higher than with 20 °C. Is also the water temperature during the test chosen as 10 °C the volume flowing through the specimen will increase to up to 9 times (Figure 46). Thus, analogous to unconfined compressive strength, the degree of maturity reached at the beginning of hydraulic loading influences the coefficient of permeability that can be obtained.

Further, unconfined compressive strength values are clearly lower for hydraulically loaded specimens. Only specimens with a degree of maturity of $R_{Di} \geq 5.0 \cdot 10^8 \text{ Kh}$ at the start of hydraulic loading will reach the same strength as specimens not subjected to hydraulic load also at a high specimen age. In contrast to that, specimens which, e.g., have been stored at 10 °C and are subjected to hydraulic loading for 14 days show, even at a specimen age of 105 days, unconfined compressive strengths of less than 0.2 N/mm^2 . Thus these specimens must be classified as not erosion-resistant (Figure 48).

11.4.2 Testing the influence of early hydraulic loading

In order to be able to subject specimens of low degree of maturity and even directly after preparation to hydraulic loading a special test cell was developed (Figure 51). In this cell water flow through the specimens is top-down. At the outflow side a porous stone disc and/or a filter layer with the desired grain mix may be inserted to simulate the natural conditions. During the test a constant pressure is applied to the specimens, and the water volume flowing out of the cell as well as the compression of the specimens are registered. In all the tests of this series both the storage temperature and the water temperature during hydraulic loading were 20 °C.

A typical graph of collected water volume and specimen (suspension) height plotted against test time is shown in Figure 52. The specimen is compressed by the applied pressure. Compression is most distinct at the beginning of the test, then gradually decreases and finally ends after a certain period of time. Because of compression the specimen's volume decreases with the decrease being nearly proportional to the volume of water collected. At the beginning of the test, first of all the specimen's free water content, i.e. that which is not bound by hydration of cement or expansion of bentonite, is washed out. Only when the specimen has entirely given off its free water the actual hydraulic loading starts. This point is marked by a bend in the graph. Correspondingly, for each specimen the graph will assume a characteristic shape for the wash-out volume measured prior to the start of the actual hydraulic loading.

This behaviour, which corresponds to an increase of the specimen's density, is characteristic for all specimens which are hydraulically loaded at a specimen age of up to 9 hours. Compression of up to 30 % of the initial volume appears as a function of hydraulic gradient and time of pressurizing (Figure 53). Pressurizing impedes the structural development of the slurry trench material. Because of erosion and washout effects the suspension becomes more compact, and individual components may even be leached out. Part of it is collected again at the filter cake. This results in increased density within the filter layer and reduced density at the inflow side of the specimen. The structural change of the specimens along the direction of water flow is confirmed by SEM photographs. Comparison of pore diameters measured in the inflow and outflow zones clearly shows that material transport (mechanical erosion and colmation) takes place. This transfer of solid material increases porosity in the inflow region and decreases porosity in the outflow zone. The high porosity is made evident by the size, number, and connectivity of the pores shown in Figure 56.

Further, unconfined compressive strength tests on partial areas of specimens originally measuring 60 or 80 cm in height, which are hydraulically loaded within 24 hours, show that strength increases exponentially from the inflow to the outflow side (Figure 61). In particular in cases of high and early pressurizing specimens show at the outflow end values of unconfined compressive strength which are up to 8 times higher than measured with specimens not hydraulically loaded. A similar behaviour is also displayed in permeability tests. Samples taken at the outflow end are nearly impermeable whereas flow volumes measured for samples taken at the inflow end keep increasing even for high specimen age (Figure 62). Considering their complete height, all specimens which are compressed by pressurizing are nearly impermeable at high age.

A different behaviour is shown by specimens whose structural development at the beginning of hydraulic loading has already progressed to such an extent that no compression occurs. Here water flow results in a washing out of smallest particles. Colmation, which has a positive effect on the development of water tightness, can no longer be observed. Because of the washing out a coarser structure with more and larger pores is formed. This occurs with all specimens whose age is between 2 and 14 days when hydraulic loading starts.

In the permeability tests, permeability coefficients do decrease initially but assume a nearly constant level already after a relatively short period of testing (Figure 66). If hydraulic loading starts already at a specimen age of two or three days flow volumes and, correspondingly, permeability coefficients will even increase again after about 200 days of testing (Figure 68). Earlier studies have shown that high flow rates continuing for a longer period of time may lead to failure due to erosion. As a result, the slurry trench material may lose its sealing properties. In this study comprising hydraulic load tests of up to one year none of the specimens failed, though.

A decrease in strength due to structural damage or an inferior development of strength due to washing out and dislocation of strength-forming components, respectively, is also reflected in the falling compressive strength values of specimens which were hydraulically loaded for the first time at an age of 2 to 14 days (Figure 69). In permeability tests with unfavourable boundary conditions ($t_{Di} \approx 3 - 7 \text{ d}$, $i \geq 30$) some specimens only attain a fifth of the unconfined compressive strength of unloaded reference specimens.

11.5 Final considerations

The presented results have shown that the degree of maturity a slurry trench material has at the beginning of hydraulic loading significantly influences further hydration processes and thus also its structural development and solid-material properties. For specimens of up to 105 days of age, the most important findings regarding the influence of the degree of maturity at the beginning of hydraulic loading on flow volumes and permeability coefficients are exemplarily summed up in Figure 71.

If at the beginning of hydraulic loading specimens show a degree of maturity of at least $R_{Di} > 2.25 \cdot 10^8 \text{ Kh}$ the structural development of the slurry trench material is already completed for the most part. The slurry trench material's structure has already evolved in such a way that for the further compression of the structure only small pore volumes have to be closed. The bridging of these small pore volumes is hardly impeded by hydraulic loading.

Low permeability values are also obtained for a degree of maturity of $R_{Di} \leq 1.8 \cdot 10^7 \text{ Kh}$ at the begin of hydraulic loading (approximately 24 hours). Here the structural changes described above, i.e. compression, and dislocation of solid materials, occur within the specimen.

If the degree of maturity of the slurry trench material at the beginning of hydraulic loading is between $1.8 \cdot 10^7 \text{ Kh} \leq R_{Di} \leq 2.25 \cdot 10^8 \text{ Kh}$ (approximately between 1 and 14 days) large quantities of water will constantly flow through the specimens. Compression of the specimens by pressurizing will no longer occur. The structural development of the slurry trench material is disturbed by hydraulic loading, which results in the formation of larger pore channels. In addition, hydraulic loading causes components important for the strength of the material to be washed out or dissolved due to internal and chemical erosion. This results in a reduction of strength and an increase of permeability.

From the totality of the results obtained in the present study a diagram (Figure 72) can be drawn up which, depending on storage temperature, defines the region in which slurry trench materials should not be hydraulically loaded. The tests have shown that the greatest erosion losses occur if unconfined compressive strength at the beginning of hydraulic loading assumes values less than $q_u \leq 0.15 \text{ N/mm}^2$. Adding a margin of safety we thus obtain the area marked in Figure 72 in which specimens must not be hydraulically loaded. If initial hydraulic loading is in this region long-term erosion stability of the slurry trench material is at risk.

11.6 Summary

Cut-off walls are used for the reduction of ground water flow. A possible type of design are single-phased cut-off walls made up of a self-hardening suspension having bentonite, cement, and water as its main components. When single-phased cut-off walls are constructed the liquid suspension first supports the open trench, remains in it, and finally solidifies to form the slurry trench material.

In suitability tests and in quality control procedures carried out during construction permeability and strength of the slurry trench material are determined in the laboratory. However, some of the boundary conditions which act on the cut-off wall in-situ, so far have not been taken into account in these laboratory tests. Mixing, hardening, and hydraulic loading of the slurry trench material in the laboratory takes place at 20 °C. In contrast, the ambient temperature of a cut-off wall is the temperature of groundwater, which can be assessed at 10 °C.

Further, in laboratory tests, as a rule only the permeability of slurry trench materials with a specimen age of at least 14 days at the beginning of hydraulic loading is determined. However, a cut-off wall may already be hydraulically loaded at an earlier time.

Within the framework of the present study extensive laboratory tests were carried out assessing the influence temperature, time of initial hydraulic loading as well as hydraulic gradient have on the development of permeability and strength and thus also on the durability of slurry trench materials. For this purpose, among other things, a new test cell, which even allows hydraulic loading of slurry trench suspensions, was developed.

One of the study's results is that, comparable to concrete technology, the state of the hardening process of the slurry trench material depends on time and temperature and can be described by means of a newly developed maturity function. If commonly used 28-day-strength values are compared a slurry trench material which had been stored at 10 °C has only about half the strength of a specimen with a storage temperature of 20 °C. At and beyond a specimen age of about 120 days all specimens which had been stored at temperatures between 10 and 30 °C reach approximately the same strength.

The permeability tests carried out have shown that the degree of maturity at the beginning of hydraulic loading, hydraulic gradient, and specimen size have a decisive influence on the structural development of the slurry trench material. In particular, specimens with a low degree of maturity ($R \leq 2.25 \cdot 10^8 \text{ Kh}$) at the beginning of hydraulic loading are subject to structural changes due to this hydraulic loading. With a degree of maturity of $R \approx 5.0 \cdot 10^8 \text{ Kh}$ or higher the development of strength and permeability is influenced only to a very limited extent.

Through hydraulic loading components relevant for the strength of the material are washed out. Additionally, with low degrees of maturity at the beginning of hydraulic loading structural and strength changes occur in the test specimen which also influence the development of strength and permeability. The specimen can be damaged and lose its sealing function above all through erosion effects. The largest erosion phenomena were found for an initial hydraulic loading of specimens with an unconfined compressive strength of less than $q_u \leq 0.15 \text{ N/mm}^2$. Further, more components are eroded from the slurry trench material if small specimens, which had been stored at low temperatures, are subjected to high pressure.

All tests have shown that the degree of maturity slurry trench materials have at the beginning of hydraulic loading is the key factor for their further development of strength and permeability. When erosion stability is assessed or strength and permeability are specified the degree of maturity must be considered.

Lebenslauf

Persönliche Daten

Name: Thomas Schulz
Anschrift: Georg-Bonne-Str. 47
22609 Hamburg
e-mail: tom-schulz@.de
Geburtsdatum: 04.05.1967
Geburtsort: Wolfsburg
Familienstand: verheiratet, 1 Sohn

Ausbildungsdaten

1987 Erwerb der Allgemeinen Hochschulreife am Gymnasium
Ina-Seidel-Schule in Braunschweig
1987 – 1989 Zivildienst im Seniorenpflegeheim Vechelde
10.1989 – 05.1995 Studium des Bauingenieurswesens an der Technischen
Universität Braunschweig Studienabschluss als Diplom-
Ingenieur
Diplomarbeit am Institut für Grundbau und
Bodenmechanik
11.2001 Promotionsprüfung am Institut für Grundbau und
Bodenmechanik der Technischen Universität
Braunschweig

Tätigkeit als Bauingenieur

08.1995 – 07.2001 Wissenschaftlicher Mitarbeiter am Institut für Grundbau
und Bodenmechanik der Technischen Universität
Braunschweig
seit 10.2001 Anstellung als Projektleiter bei dem Ingenieurunternehmen
URS Deutschland GmbH (vormals Dames & Moore)

Weitere Qualifikationen

12.2001 Erwerb der Bauvorlageberechtigung durch Eintrag in die
von der Hamburgischen Ingenieurkammer – Bau
geführten Listen

Hamburg, 19.09.2002

